



تصميم المنشآت العالية لمقاومة الرياح والزلازل

١٩٩٤



إهـــــــــداء

إلى .. ..

زملائنا في ميدان الهندسة الإنشائية

إلى .. ..

روض المعــــارف الإنســـانيـــة

إلى .. ..

كل محاولة صادقة لمستقبل أفضل

إلى .. ..

كل عطاء مخلص من أجل غد مشرق

نهدى هذا الكتاب

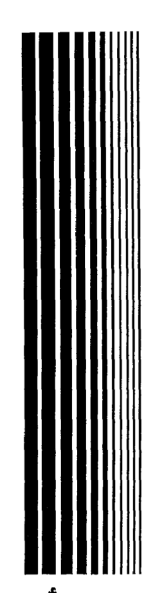
مقدمـــــة :

نزولاً على رغبة كثـير من الزملاء المهندسين رأينا بعد عقدنـا لدورات التصميم الإنشائى حـيث قدمنا خلالهـا كثيراً من خـبراتنا والمواد التدريبـية الحيوية وأحـدث ما وصلت إليه تلك العلوم الهندسـية البالغة الدقـة والعظيمة الأثر . واستـجابة منا لذلك الاقتراح غير المسبوق بأن نفرد مصنفًا فريدًا فى مضمونه ، يضم بين دفتيه خلاصة هذه الدورات ومنتـهى غـاياتهـا ، لتكون نبـراسًا يضىء الطـريق أمام مـلايين الزمـلاء من المهندسين ، ليـؤدوا بشكل أفضل وليـتمكـنوا من رسم ملامح أعظم لذلك المسـتقبـل الذى ينتظر الإنسانية .. ..

استجـابة منا لكل هذه الدوافع الإنسانية السامـية .. أفردنا هذا المصنف الذى لا نظـير لــه ، ليسـد ذلك العـجـز الذى تحسه المكتـبة العـربية ، والذى طالما كـان يعاب عـليها .. ..

ونحن إذ نقـدم خلاصـة خـبراتنا ، إنما نرجـو الله صـادقين أن تتـحقق الفـائدة المرجوة منه ، وأن يعم بنفعه أمتنا الإسلاميـة فى كل ربوعها ، وأن يكون لبنة متواضعة فى بناء الثقافة العربية الغراء .

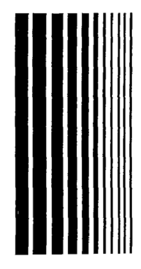
مجموعة هندسة المستقبل



الفصل الأول

الأحمال الرأسية

على المنشآت الخرسانية



مقدمة :

يتم فى هذا الفصل استعراض الأحمال الرأسية على المنشآت الخرسانية وذلك من خلال استعراض الجزء الخاص بالأحمال فى الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة الجديد (وهو كود مؤقت لموضوع الأحمال لحين صدور الكود المصرى للأحمال).

وتم استعراض جزء من الكود العربى السورى ١٩٩٢ الخاص بالأحمال الإضافية وذلك نظراً لأنه تعرض للتحقق عن طريق الأحمال المركزة وهى الفكرة الموجودة فى الكود البريطانى.

الأحمال حسب الكود المصرى الجديد ١٩٨٩م :

١-١ تعريف الأحمال

الأحمال هى مجموعة القوى التى يُصمَّم المنشأ ليتحملها ويقصد بها :

أ - الأحمال المباشرة أى القوى التى يتعرض لها المنشأ عادة وهى :

١ - الأحمال الدائمة .

٢ - الأحمال الإضافية .

٣ - الأحمال الديناميكية .

٤ - أحمال الرياح .

٥ - أحمال الزلازل .

ب - الأحمال غير المباشرة وهى الأحمال التى قد يتعرض لها المنشأ كالقوى الناتجة عن :

١ - الحرارة .

٢ - الانكماش .

٣ - الزحف .

١ - ٢ الأحمال الدائمة Dead Loads

١ - ٢ - ١ تعريف الأحمال الدائمة

الأحمال الدائمة هى القوى الدائمة الناتجة عن الجاذبية الأرضية كالأثقال على مختلف أنواعها سواءاً الأثقال الذاتية أو القوى الجانبية المؤثرة على المنشأ مثل ضغوط الأتربة على الحوائط الساندة ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ وأوزان العناصر المرتكزة عليه بصورة مستديمة كالقواطيع والحوائط .. الخ .

١ - ٢ - ٢ قيم الأحمال الدائمة

تقدر قيم الأحمال الدائمة طبقاً لأوزانها الفعلية ويمكن الإسترشاد بالقيم الموضحة بالجدول (٢ - ١) .

١ - ٣ الأحمال الإضافية (الأحمال الحية) Live Loads

١ - ٣ - ١ تعريف الأحمال الاضافية

يُحدِّد المهندس المسئول الذى يعين بادئ ذى بدء الأحمال الإضافية (الحية) على أن لا تقل عن القيم المذكورة فى الجدول رقم (١ - ١) الذى يعطى القيم الدنيا للأحمال والتى تدخل فى الحساب بشكل أحمال موزعة بانتظام .

والأحمال الإضافية يمكن تعريفها كالتالى :

١ - الأثقال الإستاتيكية التى يمكن نقلها من مكان إلى آخر كأثاث البيوت والأجهزة والآلات الإستاتيكية غير المثبتة والمواد المخزونة .

٢ - أثقال الأشخاص مستعملى المنشأ ، شرط أن يؤخذ بعين الأعتبار فى تقدير هذه الأثقال ، العامل الديناميكى ، فى حالة وجوده ، كما يحدث فى صالات الإجتماعات مثلاً .

٣ - أحمال قد يتعرض لها المنشأ أثناء مراحل التنفيذ مثل أوزان الشدات والأوناش والمعدات المستخدمة .

١ - ٣ - ٢ الحمل الإضافى المكافىء للحوائط الخفيفة على الأسقف

فى حالة وجود حوائط داخلية فاصلة خفيفة على الأسقف المسلحة يمكن الإستعاضة عن حمل الحائط والمؤثر على خط طولى بحمل منتظم موزع على السقف ويترواح هذا الحمل من ٧٥ كجم إلى ١٢٥ كجم على المتر المربع إذا كان وزن المتر المربع من الحائط والبياض يترواح بين ١٠٠ إلى ١٥٠ كجم /م٢ .

(إذا كان الحمل الحى أكثر من ٥٠٠ كجم/م٢ لايضاف شىء إلى الحمل لمثل تلك الفواصل).

نـــــوع المنشـــأ	الحمل كجم / م٢
أ - أسطح نهائية	
أفقية لايُوصَّل اليها (غير مستخدمة)	١٠٠
مائلة (زاوية الميل أكثر من٢٠°) لايوصل اليها (غير مستخدمة).	٥٠
أفقية أو مائلة يوصل إليها فى مبانى سكنية .	٢٠٠
أفقية يُوصَّل إليها فى مبانى عامة	٤٠٠
ب - المبانى السكنية	
غرف سكنية	٢٠٠
سلالـــــم	٣٠٠
بلكونـــات	٣٠٠
جـ - المبانى الادارية	
غرف مكاتب	٣٠٠
ســلالـــم	٤٠٠
بلكونـــات	٤٠٠
أرشيف (أوراق ومستندات تحت الحفظ)	٥٠٠ - ١٠٠٠

جدول (١ - ١) الأحمال الإضافية غير الديناميكية (الأحمال الحية)

نـــوع المنشأ	الحمل كجم / م٢
د - المستشفيات	
غرف علاج المرضى	٣٠٠
سلالم وطرقات	٤٠٠
بلكونات	٤٠٠
عنابر علاج المرضى	٤٠٠
غرف الجراحة	٣٠٠ - ٥٠٠
غرف الأشعة	٥٠٠ - ٨٠٠
هـ - المدارس	
فصول تعليمية	٣٠٠
سلالم وطرقات	٤٠٠
معامل	٤٠٠
مكتبات	٥٠٠
صالات رياضية	٥٠٠
و - القاعات والصالات	
القاعات والصالات ذات المقاعد الثابتة	٥٠٠
القاعات والصالات ذات المقاعد غير الثابتة	٦٠٠
ز - محلات البيع بالقطاعي	٥٠٠ أو أكثر
محلات البيع بالجملة والمخازن (حسب نوع المواد المخزنة والآلات)	١٠٠٠ أو أكثر
ح - الفنادق	
غرف النزلاء	٢٠٠
غرف للخدمة العامة	٤٠٠
السلالم والطرقات	٤٠٠
غرف الطعام والمطاعم	٤٠٠

تابع جدول (١ - ١) الأحمال الإضافية غير الديناميكية (الأحمال الحية)

الحمل كجم / م٢	نـــوع المنشـــأ
	ط-المكتبـــات
٤٠٠	غـرف الإطلاع
١٠٠٠	غرف الحفظ للكتب
	ك-المسارح وصالات السينما
٥٠٠	الطرقات والسلالم
٣٠٠	غرف خلع الملابس
٥٠٠	الشرفات
٥٠٠	القاعة الرئيسية والبلكونات(ذات المقاعد الثابتة)
٦٠٠	القاعة الرئيسية والبلكونات (ذات المقاعد غير الثابتة)
	ل-الورش
	يجب حساب الأحمال طبقاً لإستخدام المبنى بالإضافة إلى التأثير الديناميكى لإهتزاز الماكينات الذى يجب أن يوضع فى الإعتبار.
	م-الجراجـــات
	جراجات لعربات الركوب
٣٠٠	(ألا يزيد الإرتفاع عند المداخل عن ٤ر٢ م)
٤٠٠	جراجات لعربات الركوب والعربات السياحية والأتوبيسات
٥٠٠	الممرات للجراجات المذكورة

تابع جدول (١ - ١) الأحمال الإضافية غير الديناميكية (الأحمال الحية)

١ - ٣ - ٣ القوى الافقية المؤثرة على حواجز الشرفات

يجب أن تتحمل حواجز الشرفات (درابزين) فى أعاليها قوى أفقية عرضية لاتقل عن ١٠٠ كجم/ المتر الطولى ويجب أن لايقل معامل الأمان ضد الإنقلاب عن ٥ر١ .

١ - ٣ - ٤ تخفيض الأحمال الإضافية فى الأبنية متعددة الطوابق

١ - لايُسمح بالتخفيض للمبانى المعدة للسكن أو الفنادق إذا كان عدد الطوابق لايزيد على خمسة أو إذا كانت الطوابق مستعملة دكاكين أو أماكن تجارية أو مستودعات أو مخازن أو مشاغل أو مدارس أو أماكن عامة أخرى .

٢ - فى الأبنية المعدة للسكن ذات الطوابق (أكثر من ٥) وفى حالة تحميلها بأحمال إضافية متساوية على ألا يكون هناك شروط بفرض الأحمال الإضافية القصوى على جميع الطوابق فى نفس الوقت يراعى فى حساب الأحمال على نقط الإرتكاز كالجدران والأعمدة والأساسات الجدول التالى حيث تمثل (P) قيمة الحمل الإضافى (الحمل الحى) على السقف .

موقع السقف	قيمة الحمل الاضافى
السقف الأعلى أو السطح	P
السقف تحت السطح	P
السقف الثاني تحت السطح	0.9 P
السقف الثالث تحت السطح	0.8 P
السقف الرابع تحت السطح	0.7 P
السقف الخامس تحت السطح	0.6 P
السقف السادس تحت السطح	0.5 P

ويحتفظ بمعامل التخفيض (0.5 P) لكل من الطوابق الباقية .

١ - ٤ الأحمال الإضافية الديناميكية

يضاف إلى قيم القوى الأساسية تأثير الأحمال الإضافية الديناميكية وهى التى قد تسبب فى المنشأ نتيجة وجودها إرتجاجاً وتردداً أو إنعكاساً فى نوعية الإجهادات المؤثرة ويدخل تأثير هذه الأحمال فى الحساب بزيادتها بمعامل خاص يحسب على أساس نسبة قيمة تردد الحمل الديناميكى ومقدار التردد بالمنشأ وكذلك نسبة قيمة الأحمال الديناميكية المؤثرة إلى قيمة الأحمال الثابتة .

فى الحالات العادية مثل الجراچات والمخازن التى بها معدات متحركة أو كمرة ونش مع عدم وجود نصوص خاصة يؤخذ تأثير الأحمال الإضافية الديناميكية على أساس تقريبى للتأثير الإستاتيكى المكافىء وذلك بزيادة الحمل الإضافى الديناميكى (P) المؤثر على منشأ ما بمقدار (α . P) حيث (α) تمثل معامل يساوى :

$$\alpha = [0.3 / (1+L)] + [0.4 / (1+(G/P))] \quad \text{..........} \quad (1\text{-}1)$$

حيث يصبح الحمل الإستاتيكى المكافىء

$$P_e = P(1+\alpha) \quad \text{........................} \quad (1\text{-}2)$$

L = طول العنصر المعرض للحمل الإضافى الديناميكى ويقاس بالمتر

G = مجموع الأحمال الدائمة على العنصر.

P = مجموع الأحمال الإضافية على العنصر (أحمال إضافية متغيرة ديناميكية)

P_e = الحمل الإستاتيكى المكافىء للحمل الديناميكى الإضافى .

Material	كجم / م٢	المـــــادة
I - Building Materials:		**أولاً : مواد البناء :**
Concrete		الخرسانة:
Plain concrete	٢٢٠٠	خرسانة عادية
Reinforced concrete	٢٥٠٠	خرسانة مسلحة
Light weight concrete	٢٠٠٠ - ١٠٠٠	خرسانة خفيفة
Aerated concrete	٩٠٠ - ٦٠٠	خرسانة مهواة
Heavy weight concrete	٥٥٠٠ - ٢٥٠٠	خرسانة ثقيلة
Bazalt concrete	٢٥٠٠ - ٢٣٠٠	خرسانة بركام البازلت
Blast Furnace slag concrete	١٩٠٠ - ١٦٠٠	خرسانة بركام القرن العالى
Expanded clay gravel concrete	١٧٠٠ - ٧٠٠	خرسانة بركام الطين المدد
Heat insulating gas concrete	٦٠٠ - ٣٠٠	خرسانة عازلة ذات فراغات
Cement		**الأسمنت:**
Cement (loose)	١٢٠٠ - ١١٠٠	أسمنت (سائب)
Cement Clinker	١٨٠٠ - ١٥٠٠	كلنكر الأسمنت
Aggregate		**الركام**
Gravel	١٧٠٠	زلط
Sand	١٥٠٠	رمل
Blast Furnace Slag		خبث الأفران العالية
Foamed acrated Slag	١٧٠٠	مبرد بالهواء
Granulated	١٢٠٠	محبب
Leca aggregate	٩٠٠ - ٢٠٠	ركام الليكا (الطين المدد)
Pumice stone	٦٥٠ - ٣٥٠	الحجر الخفاف
Exfoliated verncute	٢٠٠ - ٦٠	الفيرموكوليت المنقوش
Fly ash	١١٠٠ - ٦٠٠	الرماد المتطاير
Water	١٠٠٠	**الماء**

جدول (٢ - ١) أوزان المواد

Material	كجم / م٣	المـــــادة
Building Materials(cont.):		**تابع مواد البناء**
Concrete admixtures		**إضافات الخرسانة:**
Liquid or powder	١٠٠٠ - ١٢٠٠	(سائلة) أو مسحوق
Masonry stones		**أحجار البناء**
a. Igneous rocks		**أ - صخور نارية**
Granite	٢٨٠٠	جرانيت
Bazalt (diorite- Gabro)	٣٠٠٠	بازلت (ديوريت - جابرو)
Bazalt lava	٢٤٠٠	بازلت (بركانى)
Trechzte	٢٦٠٠	الشيست
b - Sedimentary rocks		**ب - صخور رسوبية**
Limestone	٢٧٠٠	الحجر الجيرى
Dolomite	٢٨٠٠	الرخام
Sandstone	٢٧٠٠	الحجر الرملى
c .Transformed rocks		**جـ - صخور متحولة**
Slate	٢٨٠٠	الإردواز
Gneiss	٣٠٠٠	الجنيس
Serpentine	٢٧٠٠	السربنتين
Marble	٢٧٠٠	الرخام
Masonry bricks		**طوب البناء**
Red brick	١٦٠٠ - ١٨٠٠	طوب أحمر
Sand lime brick		طوب جيرى رملى
Solid	١٨٥٠	مصمت
Hollow	١٤٠٠	مفرغ
Light weight	٧٠٠ - ٨٠٠	خفيف الوزن
Refractory brick for general purposes		**طوب حرارى للأغراض المختلفة**
Fire clay	١٨٥٠	طين حرارى

تابع جدول (٢ - ١) أوزان المواد

Material	كجم / م٣	المـــــادة
Building Materials(cont.):		**تابع مواد البناء**
Silica	١٨٠٠	سليكا
Magnisite	٢٨٠٠	منجنيزيت
Chrome - Magnisite	٣٠٠٠	كروم – منجنيزيت
Chorundoum	٢٦٠٠	كورندم
Acid resistant bricks	١٩٠٠	طوب مقاوم للأحماض
Glass bricks	٨٧٠	طوب زجاجى
Masonry blocks		**بلوكات البناء**
Concrete blocks	١٩٠٠ - ١٤٠٠	بلوكات خرسانية
Hollow concrete blocks	١١٥٠	بلوكات خرسانية مفرغة
Leca concrete blocks	٨٠٠ - ٦٠٠	بلوكات خرسانية ركام الليكا
Gypsum blocks	٩٥٠	بلوكات جبسية
Lime		**الجير**
Limestone powder	١٣٠٠	مسحوق الحجر الجيرى
Calcined in lumps	١٣٠٠ - ٨٥٠	كتل الجير المكلسة
Calcined	١٣٠٠ - ٦٠٠	كتل الجير المطحونة
Calcined Slaked	١١٠	الجير المكلس المطفى
Gypsum	١٠٠٠ - ٨٠٠	**الجبس**
Mortar		**المونة**
Cement mortar	٢١٠٠	مونة الاسمنت
Lime mortar	١٨٠٠	مونة الجير
Lime cement mortar	١٨٠٠ - ٧٥٠	مونة الأسمنت والجير
Gypsum mortar	١٨٠٠ - ١٤٠٠	مونة الجبس
Bitumen mortar with sand	١٧٠٠	مونة البيتومين بالرمل
Wood & a substitutes		**الخشب ومنتجاته**
(Airdried-about 15% humidity)		(مجفف بالهواء – رطوبة ١٥٪)

تابع جدول (٢ – ١) أوزان المواد

Material	كجم / م٣	المـــــادة
Building Materials(cont.):		**تابع مواد البناء**
a - Hard Wood		**أ. خشب صلب**
Beech	٦٨٠	زان
Ouk	٦٩٠	قرو
b - Soft wood		**ب . خشب طرى**
Pitch pine	٥٧٠	بيتش باين
White wood	٤٠٠	خشب أبيض
c - Fiber board		**جـ - ألواح من ألياف خشبية**
Hard	١١٠٠ - ٩٠٠	صلدة
Medium - hard	٨٥٠ - ٦٠٠	متوسطة الصلادة
Porous insulating	٤٠٠ - ٢٥٠	عازل ذو فراغات
Ply wood	٨٥٠ - ٧٥٠	خشب أبلكاش مضغوط
Core board	٦٥٠ - ٤٥٠	ألواح ذات قلب خشبي
Other building materials		**مواد بناء أخرى**
Asbestos	٨٠٠	أسبستوس
Asbestos boards	١٦٠٠	ألواح الأسبستوس الأسمنتى
Corrugated barre		المتموجة
Asbestos cement pipe	١٨٠٠	ماسورة أسبستوس أسمنتى
Celton	١٢٠	سيلتون
Dry earth	١٧٠٠	تربة جافة
Wet earth	٢٠٠٠	تربة مبتلة
Rubber floor	١٨٠٠	أرضية مطاط
Asphalt, pure	٣٢٠٠	أسفلت
Bitumen	١٤٠٠ - ١٠٠٠	بيتومين
Tar	١٤٠٠ - ١١٠٠	قار

تابع جدول (٢ - ١) أوزان المواد

Material	كجم / م٣	المـــــــادة
Building Materials(cont.):		**تابع مواد البناء**
Cement tile	٢٤٠٠	بلاط أسمنتى
Mosaic tile	٢٢٠٠	بلاط موزايكو
Epoxy resin		**راتنج الإيبوكسى**
Without fills	١١٥٠	بدون مواد مالئة
With mineral materials	٢٠٠٠	بمواد فلزية
With fiberglass	١٨٠٠	مع الفيبر جلاس
Plastic tile	١١٠٠	بلاط بلاستيك
Polyester resin	١٣٥٠	راتنج بوليستر
Poly etherene	٩٣٠	بوليثيرين
P.V.C. hard board	١٤٠٠	ألواح ب . ف . س . الصلدة
P.V.C. Flooring board	١٦٠٠	ألواح ب . ف . س . للأرضيات
P.V.C. Flooring tile	١٧٠٠	بلاط ب . ف . س . للأرضيات
Fiber Glass	١٨٠ - ١٦٠	فيبر جلاس
Glass wool	١١٠ - ١٠٠	صوف زجاجى
Slag wool	٣٠٠ - ٢٠٠	صوف خشبى
Cork	٦٠	فلين
Plaster	١٥٠٠ - ١١٠٠	مصيص
Glass in sheets	٢٥٠٠	ألواح زجاج
Wired glass	٢٦٠٠	زجاج بالسلك
Acrylic glass	١٢٠٠	زجاج أكريليك
Linen baled	٦٠٠	بالات الكتان
Leather in piles	١٠٠٠ - ٩٠٠	أكوام الجلد
Paper		**الورق**
In stocks	١٢٠٠	فى أكوام
In rolls	١١٠٠	فى لفات
Rubber		**المطاط**

تابع جدول (٢ - ١) أوزان المواد

Material	كجم / م٢	المـــــــادة
Building Materials(cont.):		**تابع مواد البناء**
Rolled flooring material	١٢٠٠	ملفوفة لمواد الأرضيات
Raw , baled	١١٠٠	خام فى بالات
Wool		**الصوف**
Bales	٧٠٠	فى بالات
Pressed baled	١٣٠٠	مضغوط فى بالات
II - Metallic Materials		**ثانياً: المواد المعدنية:**
Steel	٧٨٥٠	صلب
Wrought iron	٧٨٥٠	حديد مطاوع
Cast iron	٧٢٥٠	حديد زهر
Iron ore	٣٠٠٠	حديد خام
Aluminium	٢٧٠٠	ألومنيوم
Aluminium Alloy	٢٨٠٠	سلك ألومنيوم
Lead	١٢٠٠٠ - ١١٤٠٠	رصاص
White lead (powder)	٩٠٠٠	رصاص أبيض (مسحوق)
Red lead(powder)	٨٠٠٠	رصاص أحمر (مسحوق)
Copper	٨٩٠٠ - ٨٧٠٠	نحاس
Brass	٨٥٠٠ - ٨٣٠٠	نحاس أصفر
Bronze	٨٥٠٠ - ٨٤٠٠	برونز
Nickel	٨٩٠٠	نيكل
Zinc	٦٩٠٠	زنك مصبوب
Zinc rolled	٧٢٠٠	زنك مدلفن
Tin rolled	٧٤٠٠ - ٧٢٠٠	صفيح مدلفن
Magnesium	١٨٥٠	مغنسيوم
Antimony	٦٦٢٠	انتيمون
Barium	٣٥٠٠	باريو
Cadmium	٨٦٥٠	كادميوم

تابع جدول (٢ - ١) أوزان المواد

Material	كجم / م٢	المـــــادة
Metallic Materials (cont.):		تابع المواد المعدنية
Cobalt	٨٧٠٠	كوبالت
Gold	١٩٣٠٠	ذهب
Silver	١٠٥٠٠	فضة
Manganese	٧٢٠٠	منجنيز
Molybdenum	١٠٢٠٠	موليبدينم
Platinum	٢١٣٠٠	بلاتين
Titanium	٤٥٠٠	تيتانيوم
Tungeston	١٩٠٠٠	تنجستين
Uranium	١٨٧٠٠	يورانيوم
Vanadium	٥٦٠٠	فاناديوم
Zirconium	٦٥٣٠	زركونيم
III - Fules:		**ثالثاً: الوقود:**
1 - Mineral coal	١٢٠٠ – ٩٠٠	**١ – الفحم الفلزى**
Coke	٦٥٠ – ٤٥٠	فحم الكوك
Charcoal	٢٥٠	فحم نباتى
Cool dust	٧٠٠	تراب الفحم
2 - Oiles		**٢ – الزيوت**
Diesel oil	١٠٠٠ – ٨٠٠	زيت الديزل
Crude oil	٩٨٠	زيت خام
Petrol (gasoline)	٨٠٠ – ٧٥٠	جازولين
Petroleum	٨٠٠	بترول
Liquid gas		غازات سائلة
Propane	٥٠٠	بروبين
Butane	٥٨٠	بيوتين
3- Wood	٦٠٠ – ٤٠٠	**٣ – الخشب**
Hard wood shopped	٦٠٠ – ٤٠٠	خشب صلد قطع

تابع جدول (٢ – ١) أوزان المواد

Material	كجم / م٢	المـــــادة
Fuels (cont.):		**تابع الوقود:**
Hard wood logs	٥٠٠	خشب صلد كتل
Soft wood chopped	٢٥٠	خشب قطع
Soft wood logs	٣٠٠	خشب كتل
Fire wood	٤٠٠	خشب الحريق
IV - **Liquids**		رابعاً: **السوائل:**
Glycerine	١٢٥٠٠	جليسرين
Oil paint, canned or boxed	١١٠٠	طلاء الزيت معلبة أو صناديق
Milk		اللبن
In tanks	٩٥٠ - ١٠٠٠	فى خزانات
In cans	٨٥٠	في علب
Bottled in crates	٧٠٠	فى زجاجات
Honey		العسل
In tanks	١٣٠٠	فى خزانات
In cans	١٠٠٠	فى علب
Bottled	٦٠٠	فى زجاجات
Nitric acid	١٥٠٠	حامض النتريك (٩١٪ بالوزن)
Hydrochloric acid	١٢٠٠	حامض الهيدروكلوريك (٤٠٪ بالوزن)
Sulphuric acid	١٤٠٠	حامض الكبريتيك (٣٠٪ بالوزن)
V - **Foodstuffs and agricultural Products**		**خامساً: مواد غذائية ومنتجات زراعية**
Butter		الزبدة
In barrels	٥٥٠	فى برميلات
Canned ot boxed	٥٠٠ - ٨٠٠	فى علب أو صناديق

تابع جدول (٢ - ١) أوزان المواد

Material	كجم / م٢	المـــــادة
Foodstuffs and agriculture (cont.):		**تابع:موادغذائيةومنتجاتها :**
Sugar powdered granulated		سكر محبب
In paper logs	٦٠٠	فى غلاف ورق
In gunny sacks	٨٠٠	فى عبوات كبيرة
Hump suger in paper sacks	٦٠٠	سكر كتل فى غلاف ورق
Boxed	٧٠٠	فى صناديق
Tea in chests	٤٠٠	شاى باكوات
Al Cohol	٨٠٠	كحول
Beer in tanks	١٠٠٠	بيرة فى خزانات
Beer in barrel	٩٠٠	بيرة فى برميلات
Cocoa in bags	٥٥٠	كاكاو فى عبوات
Eggs in egg stands	٥٥٠	بيض فى أوراق حاملة
Fat boxed	٨٠٠	دهون فى صناديق
Fish in barrels	٦٠٠	سمك فى براميل
Fish canned	٨٠٠	سمك معبأ
Fruit in boxes	٣٥٠ – ٤٠٠	فاكهة فى الصناديق
Fruit stored in prisms	٥٠٠ – ٧٠٠	فاكهة مخزنة قطع
Hay baled	١٥٠ – ٢٠٠	تبن محزم بالات
Maize corn	٤٥٠	اذرة
Margarine in barrels	٥٥٠	زبدة صناعى براميل
Margarine in boxes	٧٠٠	زبدة صناعى فى صناديق
Meat refrigerated	٤٠٠ – ٧٠٠	لحوم مجمدة
Onions in bags	٥٥٠	بصل فى عبوات
Pickled bottled in sacs	٧٠٠	مخللات فى عبوات
Drinks bottled	٨٠٠	مشروبات فى زجاجات داخل صناديق

تابع جدول (٢ – ١) أوزان المواد

Material	كجم / م٣	المـــــــادة
<u>Foodstuffs and agriculture (cont.):</u>		**<u>تابع: مواد غذائية ومنتجاتها :</u>**
Rice	٥٠٠	أرز شعير (غير مقشر)
Rice in bags	٥٦٠	أرز فى عبوات
Salt in pils	١٠٠٠	ملح فى أكوام
Salt in bags	١١٢٠	ملح فى عبوات
Starch flour in bags	٨٠٠	نشا فى عبوات
Straw baled	١٧٠	قش محزم فى بالات
Tobacco baled	٣٠٠ - ٥٠٠	تبغ فى بالات
Wheat	٨٠٠ - ٩٠٠	قمح
Wine in tanks	١٠٠٠	نبيذ فى خزانات
Wine in barrels	٨٥٠	نبيذ فى براميل
Coffee in bags	٧٠٠	بن فى عبوات
Flour in sacks	٥٠٠	دقيق فى عبوات
Soap powder in sacks	٦١٠	صابون بودرة فى عبوات
VI - **<u>Other Materials</u>**		سادساً : **<u>مواد أخرى</u>** :
Books and documents	١٠٠٠ - ١١٠٠	كتب وسجلات فى أكوام
Ice in blocks	٨٥٠ - ٩٠٠	ثلج على هيئة بلوكات
Textile in bolts	١١٠٠	نسيج - أثواب
Cellulose baled	٨٠٠	سليولوز بالات
Cloth , baled	٤٠٠	بالات الأقمشة
Cotton baled	٧٠٠ - ١٣٠٠	بالات القطن
Felt baled	٥٠٠	بالات اللباد
Hemp baled	٤٠٠	بالات القنب
Jute baled	٧٠٠	بالات الجوت

تابع جدول (٢ - ١) أوزان المواد

٢ - الكود العربي السوري ١٩٩٢ م:

٢ - ١ الأحمال الإضافية:

٢ - ١ - ١ تعريف الأحمال الإضافية:

إن المهندس المسؤول عن المشروع هو الذى يعين باديء ذى بدء ، الأحمال الإضافية ، وفى حال عدم تعيينها يمكن أخذها من كودات الأبنية الخاصة ، وفى حال عدم وجود هذه الأخيرة يمكن أخذها من الجدول (١ - ٣) الذى يعطى أحمال الإستعمال الدنيا .

تقسم الأحمال الإضافية إلى نوعين رئيسيين :

- الأحمال الإضافية غير الديناميكية .
- الأحمال الإضافية الديناميكية

٢ - ١ - ٢ الأحمال الإضافية غير الديناميكية

***تعرف الأحمال الإضافية غير الديناميكية بمايلى :**

١ - الأثقال الإستاتيكية التى تنقل من مكانها من وقت الى آخر كأثاث البيوت والأجهزة والآلات الإستاتيكية غير المثبتة والمواد المخزنة .

٢ - أثقال الأشخاص مستعملى المنشأ ، شرط أن يؤخذ بالحسبان فى تقدير هذه الأثقال، العامل الديناميكى ، فى حال وجوده ، كما يحدث فى صالات الإجتماعات مثلاً .

تدخل هذه الأحمال فى الحساب بشكل أحمال موزعة بانتظام على المنشأ ويحقق أيضاً على حمل مركز، وتؤخذ قيم هذه الأحمال الموزعة والمركزة وفقاً لمايلى:

***تقييم الأحمال الإضافية غير الديناميكية :**

فى الأبنية العادية ، كأبنية السكن والمدارس والأبنية التجارية ... إلخ عند عدم وجود كودات بناء أو نصوص خاصة يمكن اعتماد القيم الواردة

فى الجدول (١ – ٣).

الغرض من استعمال البناء		شدة الحمل الموزع KN/m²	الحمل المركز المطبق على مربع ضلعه 300 مم KN (١)
السطوح	غير مستعملة (لايمكن الوصول إليها إلا للصيانة)		
	– أفقية أو مائلة حتى °10	1.0	–
	– مائلة أكثر من °10	0.5	–
	مستعملة (يمكن الوصول اليها)	مثل الطابق المتكرر ولاتقل عن 2.0	–
الشرفات	أبنية خاصة	4.0	–
	أبنية عامة	5.0	–
أبنية سكنية	غرف	2.0	1.4
	ممرات وأدراج	3.0	1.8
فنادق	غرف نوم	2.5	1.8
	ممرات وأدراج	5.0	4.5
مدارس	غرف صفوف وإدارة	3.0	2.7
	ممرات وأدراج	5.0	4.5
مستشفيات	غرف نوم	2.5	1.8
	ممرات وأدراج	4.0	4.5
	غرف عمليات	تحسب (٢) ولاتقل عن 3.0	4.5

جدول (١ – ٣)

الغرض من استعمال البناء			شدة الحمل الموزع KN/m²	الحمل المركز المطبق على مربع ضلعه 300 مم KN (١)
مكاتب	غرف	أبنية عامة	3.0	2.7
		أبنية خاصة	2.0	2.7
	أضابير		تحسب ولاتقل عن 5.0	تحسب
	غرفة حاسوب		تحسب ولاتقل عن 4.0	تحسب
	ممرات وأدراج	أبنية عامة	4.0	4.5
		أبنية خاصة	3.0	4.5
مكتبات	غرفة مطالعة بدون تخزين كتب		3.0	4.5
	غرفة مطالعة مع تخزين كتب		5.0	4.5
صالات قاعات ومدرجات	مقاعد ثابتة		5.0	
	مقاعد متحركة		6.0	3.6
	رقص وجمباز		6.0	3.0
	غرف إسقاط		6.0	
	منصة مسرح		6.0	3.6
	متاحف وقاعات فن وعرض		تحسب ولاتقل عن 5.0	تحسب
مخازن ومستودعات	مخازن سلع (عرض وبيع)		5.0	3.6
	مخازن كتب		2.4 لكل متر ارتفاع ولاتقل عن 6.5	4.5
	مخازن ورق وقرطاسية للمطابع		تحسب ولاتقل عن4.0 لكل متر ارتفاع	تحسب
	برادات خزن		5.0 لكل متر ارتفاع ولاتقل عن 15.0	تحسب
	مستودعات مصانع وأبنية مشابهة.		5.0 - 10.0 حسب المواد والالات	تحسب

تابع جدول (١ – ٣)

الحمل المركز المطبق على مربع ضلعه 300 مم KN (١)	شدة الحمل الموزع KN/m²	الغرض من استعمال البناء	
4.5	5.0	دور عبادة	أماكن تجمع عامة
4.5	5.0	أبهاء عامة ، فسحات	
4.5	5.0	مسارح ، سينما	
	تحسب ولاتقل عن 6.0	ورش تصليح	ورشات ومرائب سيارات
9.0	6.0	مواقف وممرات وسيارات ومنحدرات لسيارات أقل من وزن25KN	
تحسب ولاتقل عن 9.0	تحسب ولاتقل عن 6.0	مواقف وممرات وسيارات ومنحدرات لسيارات بوزن أكثر من 25KN	
	2.0	مرافق صحية	استعمالات مختلفة
-	تحسب ولاتقل عن 3.0	مطابخ ، مختبرات	
4.5	تحسب ولاتقل عن 3.0	مصابغ ، غرف غسيل	
4.5	7.5	غرف سخانات ومضخات ومراجل	
تحسب	4.0	ستوديو	
تحسب	تحسب ولاتقل عن 10.0	مطابع	

(١) عندما يتوقع أن الحمل المركز قد يولد إجهادات أو إنفعالات موضعية يزيد تأثيرها عن تأثير الحمل الموزع بانتظام يتوجب التحقق من تأثير هذا الحمل المركز وذلك بتطبيقه فى الموضع الأكثر خطورة للمنشأ .

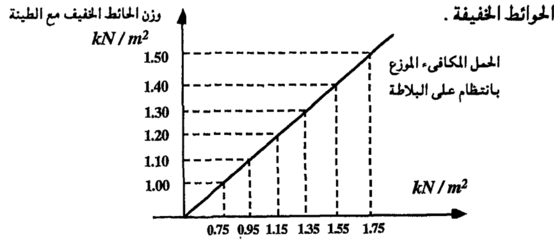
(٢) يقصد بكلمة « تحسب» أن القيم يجب أن تقرر من واقع الأحمال الفعلية المتوقع تطبيقها على المنشأ بناء على الإستخدام المخطط له.

تابع جدول (١ - ٣)

٢ - ١ - ٣ الحمل الإضافى المكافىء للحوائط الخفيفة على الأسقف المسلحة :

تُعدّ الحوائط الفاصلة الداخلية الموجودة على الأسقف المسلحة خفيفة إذا كانت أوزانها لاتزيد عن 1.5 kN لكل متر مربع من مساحات الحوائط ، ويمكن الإستعاضة عن حمل الحائط الخفيف المركز على خط طولى بحمل مكافىء موزع بانتظام على مساحة السقف المسلح الموجود عليها طبقاً لما هو مبين فى الشكل .

إذا كان الحمل الحى أكبر من $6\ kN/m^2$ لايضاف شىء إلى الحمل الحى لقاء الحوائط الخفيفة .



شكل (١ - ١)

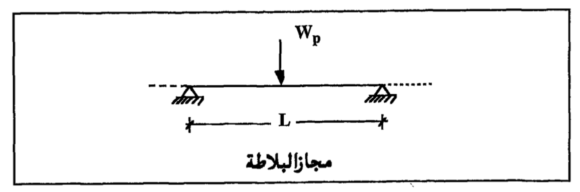
٢-١-٤ الحمل الإضافى للحوائط الثقيلة على الأسقف المسلحة :

تُعدّ الحوائط الفاصلة الداخلية الموجودة على الأسقف المسلحة ثقيلة إذا كانت أوزانها تزيد عن (1.5kN) لكل متر مربع من مساحات الحوائط .

يمكن الاستعاضة عن حمل الحائط الثقيل المركز على خط طولى بحمل مكافئ موزع بانتظام على مساحة السقف المسلح المتواجد عليها كالتالى :

٢ - ١ - ٤ -١ البلاطات المصمته باتجاه واحد :

أ - الجدار يتوضع بصورة متعامدة مع اتجاه عمل البلاطة ، كما هو مبين فى الشكل (١ - ٢) ويميز الحالات التالية :



الشكل (١ - ٢)

- البلاطة بسيطة الإستناد $W_e = 2\ \frac{W_p}{L}$
- البلاطة مستمرة من طرف وبسيطة الإستناد من طرف آخر .

$$W_e = 1.75\ \frac{W_p}{L}$$

- البلاطة مستمرة من الطرفين

$$W_e = 1.50\ \frac{W_p}{L}$$

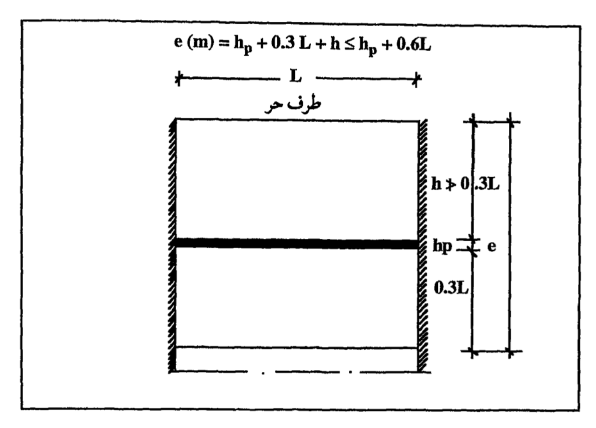
حيث : W_p = وزن الجدار علىْ كامل الإرتفاع وبضمنـــه وزن الطينة مقدراً بالـ (kN/m) .

L = المجاز الحسابى للبلاطة مقدراً بالـ m.

W_e = الحمل الإضافى المكافىء للحوائــط الثقيلــة علــى الأسقــف المسلحة مقدراً بالـ (kN/m).

ب -يتوضع الجدار بصورة موازية لإتجاه عمل البلاطة حيث يكون طرف البلاطة القريب الموازى للجدار حراً (الشكل (١ - ٣) أو مستنداً على جدار أو جائز ساقط يبعد أكثر من 0.3L عن موقع الجدار .

يحسب العرض الفعّال e الواجب أخذه بالحسبان لحساب الحمل الإضافى على الشكل التالى :



الشكل (١-٣)

حيث: hp = سماكة الجدار مقدرة بالمتر .

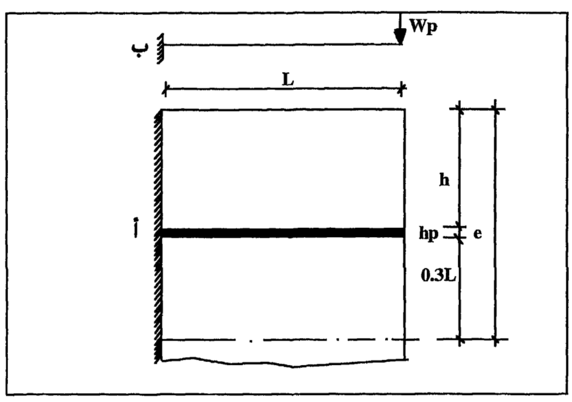
ويحدد الحمل الإضافى المكافىء للحوائط الثقيلة على الأسقف المسلحة مقدراً بالـ kN/m^2 على الشكل التالى:

$$We = \frac{W_p}{e}$$

٢-١-٤-٢ البلاطات المصمتة الكابولية (الظفرية):

أ - عندما يتوضع الجدار بشكل حمل موزع بانتظام خطياً باتجاه مجاز الظفر (الكابولى) للبلاطة الظفرية كما هو مبين فى الشكل (١ - ٤ - أ) يحدد الحمل الإضافى المكافىء للحوائط الثقيلة على الأسقف المسلحة مقدراً بالـ (kN/m^2) على الشكل التالى : $We = \frac{W_p}{e}$.

حيث : $e\ (m) = h + 0.3\ L \le 0.6\ L$



الشكل (١ - ٤)

ب - أما عندما يكون الجدار مركزاً بشكل حمولة مركزة متعامدة مع مجاز الظفر فيؤخذ تأثيرها بصفتها حمولة مركزة (الشكل (١ - ٤ - ب).

٢ - ١ - ٤ - ٣ البلاطات المصمتة باتجاهين:

يؤخذ وزن جميع الجدران المتوضعة على البلاطة وبضمنها أوزان الأحمال الميتة المطبقة أو المعلقة على هذه الجدران وتضرب بمعامل تكبير مقداره 1.5 ، ثم يحدد الحمل الإضافى المكافىء الموزع بانتظام بتقسيم الناتج على مساحة البلاطة بين خطوط الاستناد .

٢ - ١ - ٤ - ٤ البلاطات المفرغة :

يحدد الحمل الإضافى المكافىء للحوائط الثقيلة على الأسقف المسلحة على شكل بلاطات مفرغة (هوردى) باتجاه واحد تماماً كما هو مبين فى الفقرتين ٢ - ١ - ٤ - ١ و ٢ - ١ - ٤ - ٢ من هذا البند بشرط تحقيق مايلى :

- لايزيد العرض الفعال والمحسوب وفق إحدى العلاقتين :

$$e\,(m) = h_p + 0.3\,L + h \leq h_p + 0.6\,L$$

$$e\,(m) = h + 0.3\,L + \leq\ 0.6\,L$$

عن ثلاثة أمتار .

- يتوجب لحظ عصب تقوية (ربط) لأعصاب البلاطة المفرغة على مسافات لاتزيد عن 2.5m .

أما فى حالة البلاطات المفرغة باتجاهين فيحدد الحمل الإضافى المكافىء كما سبق لحالة البلاطات المصمتة فى البند ٢ - ١ - ٤ - ٣ .

٢ - ١ - ٥ القوى الأفقية المؤثرة على حواجز الشرفات :

إن حواجز حماية الشرفات(درابزين)يجب أن تتحمل فى أعاليها قوى أفقية عرضية تساوى 1 kN/m ويجب ألا يقل معامل الأمان ضد الإنقلاب عن 1.5 .

٢ - ١ - ٦ الأحمال الإضافية الديناميكية:

إن الأحمال الإضافية الديناميكية هى التى تخلق فى المنشأ قوى أخرى تضاف إلى قيم القوى الأساسية وتكون نتيجة التركيز الديناميكى والإرتجاج الحاصلين على المنشأ من تحركات الأحمال الديناميكية ، وتدخل هذه الأحمال فى الحساب بضربها بمعامل خاص يحسب على أساس نسبة قيمة تردد الحمل الديناميكى وقيمة تردد المنشأ ، كما تدخل فيه نسبة قيمة الأحمال الديناميكية إلى قيمة الأحمال الثابتة .

فى الحالات العادية ، وعند عدم وجود نصوص خاصة ، يمكن إعتماد قاعدة تقريبية بزيادة الحمل الإضافى الديناميكى المركّز (p_d) على عنصر منشأ ما بمقدار($\alpha\,P_d$) .

حيث : (α) تمثل معامل يساوى

$$\alpha = \frac{0.4}{1 + \frac{L}{5}} + \frac{0.6}{1 + \frac{G}{P}}$$

حيث : (L) تمثل طول عنصر المنشأ الذى يحمل الحمل الإضافى الديناميكى، تؤخذ (L) بالمتر .

(G) تمثل كامل الأحمال الدائمة على العنصر .

(P) تمثل كامل الأحمال الإضافية على العنصر (أحمال إضافية مميزة ديناميكية).

٣ - ١ تحليل الهياكل الإطارية الخاضعة للأحمال الرأسية :

يجب إلقاء الضوء على بعض الطرق التقريبية لتحليل الإطارات الخاضعة لأحمال رأسية ، لكونها الحالة السائدة دائماً فى جميع المنشآت .

- نوجز فيمايلى الطرق الثلاثة التالية، لحساب العزوم فى الإطارات بصورة تقريبية . وهى حالة التحميل الرئيسية فى الإطارات التابعة للمنشآت .

الطريقة الأولى :

- وهى طريقة كاكو المدرجة فى الكود الفرنسى (CCBA) والتى تصلح للإستخدام في هياكل الإطارات من الخرسانة المسلحة ، التي لاتتعرض إلى أحمال متحركة (كالجسور) مع الإفتراض بأن العناصر الأفقية والرأسية مترابطة في عقد ومثبتة الاتصال (Fixed Connections).

***الرموز والمصطلحات :**

L_1= الطول الصافى للكمرة (العنصر الأفقى) على يسار العقدة المدروسة .

L_2= الطول الصافى للكمرة (العنصر الأفقى) على يمين العقدة المدروسة .

$L`_1$= الطول لحسابى للعنصر الأفقى (L1) $L`_1=0.8L_1$.

$L`_2$= الطول الحسابى للعنصر الأفقى (L2) $L`_2=0.8L_2$.

h_1= الارتفاع الصافى للعمود (العنصر الرأسى) فوق العقدة المدروسة .

h_2= الارتفاع الصافى للعمود (العنصر الرأسى) تحت العقدة المدروسة .

$h`_1$= الارتفاع الحسابى للعمود (العنصر الرأسى) $h`_1=0.8\ h_1$.

$h`_2$= الارتفاع الحسابى للعمود (العنصر الرأسى) $h`_2=0.8\ h_2$.

عدا العقدة التابعة للدور الأخير ، والتى يعتبر فيها $(h`_2=0.9\ h_2)$

q_1= الحمل الموزع بانتظام على يسار العقدة (على الكمرة L_1).

q_2= الحمل الموزع بانتظام على يمين العقدة (على الكمرة L_2)

Q_1= الحمل المركز على الكمرة L_1 وعلى بعد (a_1) من العقدة.

Q_2= الحمل المركز على الكمرة L_2 وعلى بعد (a_2) من العقدة.

C_1= معامل الحمل المركز Q_1 يؤخذ من الجدول (١ - ٤)بدلالة النسبة $\frac{a_1}{L`_1}$

C_2= معامل الحمل المركز Q_2 ويؤخذ من الجدول(١ - ٤) بدلالة النسبة $\frac{a_2}{L`_2}$

I_1= عزم قصور الكمرة (L_1) .

I_2= عزم قصور الكمرة (L_2) .

$I`_1$= عزم قصور العمود(h_1) .

$I`_2$= عزم قصور العمود(h_2) .

K_1= الصلابة النسبية الحسابية للكمرة (L_1) .

K_2= الصلابة النسبية الحسابية للكمرة (L_2) .

$K`_1$= الصلابة النسبية الحسابية للعمود(h_1) .

$K`_2$= الصلابة النسبية الحسابية للعمود (h_2).

$$k_1 = \frac{I_1}{L`_1}, K_2 = \frac{I_2}{L`_2}, K`_1 = \frac{I`_1}{h_1}, K`_2 = \frac{I`_2}{h_2}$$

K= مجموع الصلابة النسبية الحسابية :

$$K = K_1 + K_2 + K`_1 + K`_2$$

$M`_1$= العزم المساعد على يسار العقدة المدروسة .

$M`_2$= العزم المساعد على يمين العقدة المدروسة .

$$M`_1 = \frac{1}{8.5} (q_1 . L`^2_1) + L`_1 \Sigma Q_1 . C_1$$

$$M`_2 = \frac{1}{8.5} (q_2 . L`^2_2) + L`_2 \Sigma Q_2 . C_2$$

- تعطى العزوم الحرجة بالقيم المطلقة حول العقدة المدروسة كمايلى :

M_1= العزم الحرج على يسار الوجه الداخلى للعقدة:

$$|M_1| = M`_1 (1 - \frac{K_1}{K}) + M`_2 . \frac{K_1}{K}$$

M_2= العزم الحرج على يمين الوجه الداخلى للعقدة:

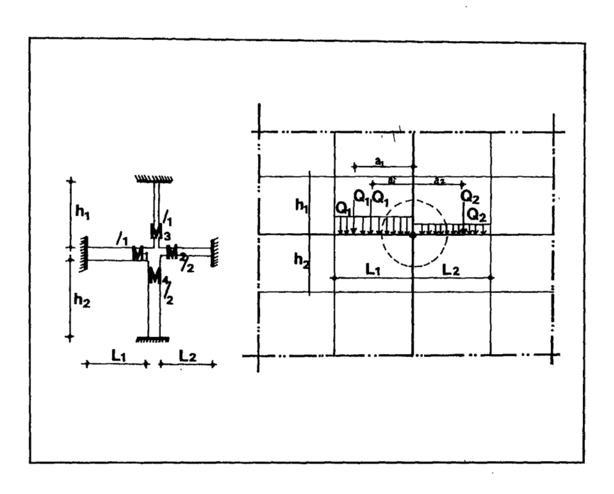
$$|M_2| = M_2 (1 - \frac{K_2}{K}) + M_1 . \frac{K_2}{K}$$

M_3= العزم الحرج فى أعلى الوجه الداخلى للعقدة:

$$|M_3| = \frac{K`_1}{K} (M`_2 - M`_1)$$

M_4= العزم الحرج فى أسفل الوجه الداخلى للعقدة :

$$|M_4| = \frac{K`_2}{K} (M`_2 - M`_1)$$



الشكل (١ – ٥)

a/L`	C	a/L`	C	a/L`	C	a/L`	C
0.010	0.0086	0.268	0.1591	0.475	0.1791	0.734	0.1155
0.020	0.0172	0.271	0.1600	0.485	0.1781	0.744	0.1121
0.030	0.0259	0.281	0.1624	0.495	0.1772	0.754	0.1086
0.040	0.0345	0.291	0.1649	0.505	0.1762	0.764	0.1052
0.050	0.0431	0.301	0.1673	0.515	0.1753	0.774	0.1017
0.058	0.500	0.311	0.1698	0.518	0.1750	0.779	0.1000
0.068	0.0568	0.312	0.1700	0.528	0.1731	0.789	0.0957
0.078	0.0635	0.322	0.1725	0.538	0.1713	0.799	0.0914
0.088	0.0703	0.332	0.1750	0.545	0.1700	0.809	0.0871
0.098	0.0770	0.332	0.1750	0.555	0.1680	0.819	0.0828
0.108	0.0838	0.342	0.1764	0.565	0.1660	0.829	0.0784
0.118	0.0905	0.352	0.1778	0.575	0.1640	0.839	0.0741
0.128	0.0973	0.362	0.1792	0.585	0.1620	0.849	0.0698
0.132	0.1000	0.368	0.1800	0.595	0.1600	0.859	0.0655
0.142	0.1047	0.378	0.1802	0.595	0.1600	0.869	0.0612
0.152	0.1094	0.388	0.1804	0.605	0.1574	0.879	0.0569
0.162	0.1142	0.398	0.1805	0.615	0.1549	0.889	0.0526
0.172	0.1189	0.408	0.1807	0.625	0.1523	0.895	0.0500
0.182	0.1236	0.418	0.1809	0.634	0.1500	0.905	0.0452
0.192	0.1283	0.423	0.1810	0.644	0.1466	0.915	0.0405
0.202	0.1330	0.433	0.1808	0.654	0.1431	0.925	0.0357
0.212	0.1377	0.443	0.1805	0.664	0.1397	0.935	0.0310
0.222	0.1425	0.453	0.1803	0.674	0.1362	0.945	0.0262
0.232	0.1472	0.463	0.1800	0.684	0.1328	0.955	0.0214
0.238	0.1500	0.465	0.1800	0.694	0.1293	0.965	0.0167
0.248	0.1530			0.704	0.1259	0.975	0.0119
0.258	0.1561			0.714	0.1224	0.985	0.0071
				0.724	0.1190	0.995	0.0024

الجدول (١ - ٤)

* إشارات العزوم :

يمكن إعتبار إشارات العزوم الحرجة |M| كمايلى :

(M_2, M_1) سالبة فى العناصر الأفقية (L_2, L_1)

(M_4, M_3) :الوجه المعرض للشد فى أعلى العقدة، هو من الجهة التى تقابل أكبر قيمة مطلقة من (M_1, M_2). وعكس ذلك فى أسفل العقدة.

* حالة خاصة - إطار وحيد الفتحة :

L= الطول الصافى للكمرة. ويعتبر المجاز الحسابى فى هذه الحالة ($L`=L$) .

q= الحمل الموزع على العنصر الأفقى (الكمرة) .

Q= الحمل المركز على بعد (a) من العقدة المدروسة ، ومعامل هذه القوة .

$$C = \frac{Q}{L}$$

I_1= عزم قصور الكمرة (ويعتبر ثابتاً على طوله).

$I`_1$= عزم قصور العمود فوق العقدة المدروسة .

$I`_2$= عزم قصور العمود تحت العقدة المدروسة .

$$K_1 = \frac{I_2}{L} \quad , K`_1 = \frac{I`_1}{h`_1}, \quad K`_2 = \frac{I`_2}{h`_2}$$

وتصبح العلاقات السابقة كمايلى مع إعتبار أن العزم المساعد

$$.(M` = \frac{qL^2}{8.5} + L\Sigma Q.C)$$

M_1= العزم عند الوجه الداخلى للركيزة المدروسة :

$$M_1 = M` - \frac{K`_1 + K`_2}{K_1 + 1.56\,(K`_1 + K`_2)}$$

M_3= العزم عند الوجه السفلى للكمرة فى العمود السفلى :

$$M_3 = M^{`} \cdot \frac{K^{`}_1}{K + 1.56\,(K^{`}_1 + k^{`}_2)}$$

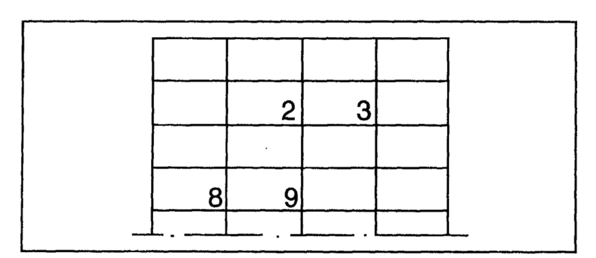
M_4= العزم عند الوجه العلوى للسقف فى العمود العلوى :

$$M_4 = M^{`} \cdot \frac{K^{`}_2}{K + 1.56\,(K^{`}_1 + k^{`}_2)}$$

الطريقة الثانية :

- وهى الطريقــة الواردة فى الكود البــريطانى (CP 110) والتى تـعطى تبسيطات كبيرة لتحليل الإطارات فى المنشآت الخرسانية ، ففى الحالات التى يتعرض فيها إطار كالموضح فى الشكل (١ - ٦) إلى أحمال أفقية ورأسية معاً .

تجرى أولاً دراسة الإطار تحت تأثير الأحمال الرأسية كما سنرى، ثم يدرس الإطار بتأثير الأحمال الأفقية، وبعدئذ تجمع العزوم الناتجة عن الحالتين، وتقارن مع حالة الأحمال الرأسية بغرض اختيار العزوم القصوى التى يجرى التصميم بموجبها .



الشكل(١-٦)

* فى الحالات التى تتعرض لها الإطارات إلى أحمال رأسية : يمكن اختيار أحد الأساليب الثلاث الموضحة أدناه ، والتى بنيت على الافتراضات التالية :

١ - العناصر الأفقية والرأسية للإطار تعتبر مثبتة فى نهاياتها البعيدة عن العقدة المدروسة .

٢ - تُعتبر صلابة الكمرتين الطرفيتين مساوية لنصف صلابتهما الفعلية .

٣ - يجرى تحليل الإطار تحت تأثير الأحمال الحدية الدنيا (g) والأحمال الحدية العظمى (1.4g+ 1.6p) .

g= الأحمال الميتة   و p = الأحمال الحية .

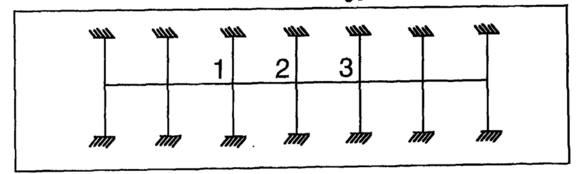
*** الحالة الأولى :**

- يجرى تقسيم الإطار إلى وحدات كما هو موضح فى الشكل (١ - ٧) .

١ - يعطى العزم الأقصى الموجب فى الكمرة من الحالة التى توضع فيها أحمال قدرها (1.4p + 1.6g) على الكمرة المذكورة مع وضع حمل قدره (g) على بقية الكمرات .

٢ - يعطى العزم الأقصى السالب عند الركيزة (2) من الحالة التى تُحمَّل فيها الكمرات (3-2 و 2-1) بحمولة (1.4g+ 1.6p) وبقية الكمرات بـ(g).

٣ - يعطى العزم الأقصى فى الأعمدة المتصلة بالعقدة (2) من حالة تحميل أحد الكمرتين المتصلتين بالعقدة (2) بالحمل (1.4g+1.6p) وتحميل الكمرة الآخرى بـ (g) ويمكن الإستعانة بالجدول(١ -٥) لتعيين هذه العزوم بدلالة حالات التحميل المختلفة .



الشكل (١ - ٧)

* الحالة الثانية :

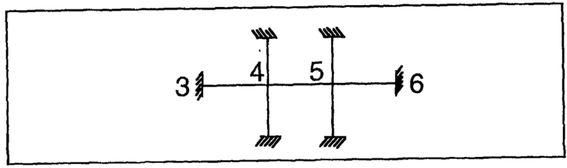
- يجزأ الإطار إلى وحدات ، كما هو موضح فى الشكل (١ - ٨) ، مع إفتراض أن الكمرات الخارجية تمتلك نصف صلابتها الفعلية .

١ - يعطى العزم الموجب الأقصى فى الكمرة (4-5) من حالة تحميل الكمرة المذكورة بالحمل (1.4g+1.6p) والكمرتين (3-4و 5-6) بالحمل (g)

٢ - يعطى العزم السالب الأقصى عند الركيزة (4) من حالة تحميل الكمرتين المجاورتين لـــه (3-4و 4-5) بالحمل (1.4g+1.6p) وتحميل الكمرة الثالثة (5-6) بالحمل (g).

٣ - يعطى العزم الأقصى فى الأعمدة المتصلة بالعقدة (4) بتحميل الكمرة (4-5) بالحمل (1.4g+1.6p) وتحميل الكمرتين (4-3 و5-6) بالحمل(g) هذا وتؤخذ قيم هذه العزوم بمساعدة الجدول(١ - ٥)

ملحوظة : هذا فى الحالة التى يزيد فيها طول الكمرة (4-5) عن طول الكمرة (3-4) .

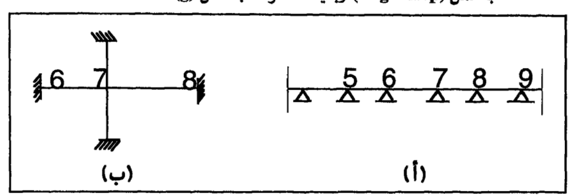


الشكل (١ - ٨)

* الحالة الثالثة :

- يجزأ الإطار كما هو مبين فى الشكل (١ - ٩ - أ) مع إفتراض أن الكمرات تمتلك نصف صلابتها الفعلية .

١ - العزم الموجب الأقصى فى الكمرة (8-7) ينتج عن تحميل هذه الكمرة بالحمل (1.4g + 1.6p) وبقية الكمرات بالحمل (g) .



الشكل (١ - ٩)

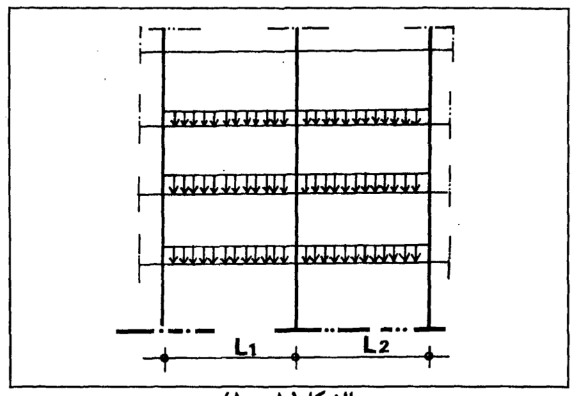
٢ - العزم السالب الأقصى عند الركيزة (7) ينتج عن تحميل الكمرتين (7-6) و (8-7) بالحمل (1.4g + 1.6p) وبقية الكمرات بالحمل (g) .

٣ - العزم الأقصى فى الأعمدة المتصلة مع العقدة (7) ينتج عن تحميل أحد الكمرتين المجاورتين لها بالحمولة (1.4g + 1.6p) والكمرة الأخرى بالحمل (g) كما فى الشكل (١ - ٩ - ب) .

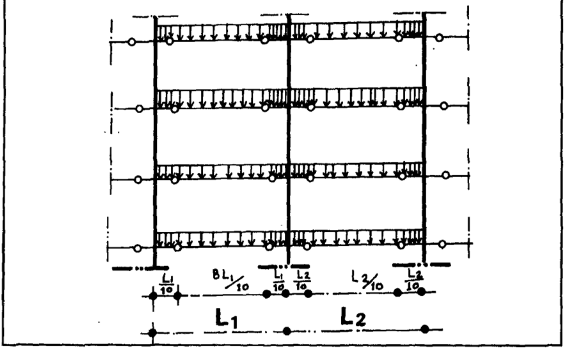
الطريقة الثالثة:

- تعتمد هذه الطريقة على إفتراض وضع مفاصل وهمية فى كمرات الإطار المدروس على مسافات تبعد عن العقد بمقدار($\frac{L}{10}$) حيث (L) بحر الكمرة المدروسة. ويصبح بعد ذلك الإطار محدداً إستاتيكياً (Statically Determined).

- تُحسب عزوم الكمرات القصوى وعزوم الركائز وقوى القص من خلال معادلات الإتزان كما يوضح الشكلين (١ - ١٠) ، (١ - ١١) .



الشكل (١ - ١٠)



الشكل (١ - ١١)

- يوزع العزم السالب فى كل ركيزة من ركائز الاطار على العمودين الواقعين فى أعلى الركيزة وفى أسفله ، بحسب نسبة الصلابة .

- تحسب القوى المحورية التى تتعرض لها الأعمدة بتحميل الكمرتين المجاورتين للعمود (على يمينه وعلى يساره) بالأحمال المطبقة بحيث يكون إجمالى القوة المحورية فى عمود يقع بدور معين مساوٍ إلى مجموع القوى المحورية للطوابق التى تعلوه مضافاً إليها قوى القص فى الكمرتين المحيطتين به (أى إجمالى قوى القص فى الكمرات الواقعة فى الدور المدروس وحتى أعلى البناء).

الاشتراطات		الكمرة الطرفية AB
الحمل الميت	كل البحور محملة	$M_{AB} = -F_{AB} + \frac{D_{AB}}{4 - D_{AB} D_{BA}} [2D_{BA} (\frac{1}{D_{AB}} - 1)(F_{BC} - F_{BA}) + (4 - D_{BA}) F_{AB}]$ $M_{BA} = -F_{BA} + \frac{D_{BA}}{4 - D_{AB} D_{BA}} [2D_{AB} (\frac{1}{D_{BA}} - 1)(F_{AB} + (4 - D_{AB})(F_{BC} - F_{BA})]$
الأحمال الإضافية	عزم الانحناء الأقصى عند الركيزة اليسرى	$M_{AB} = -F_{AB} + \frac{D_{AB}}{4 - D_{AB} D_{BA}} [2D_{BA} (\frac{1}{D_{AB}} - 1) F_{BA} + (4 - D_{BA}) F_{AB}]$ $M_{AB} = -F_{BA} + \frac{D_{BA}}{4 - D_{AB} D_{BA}} [2D_{AB} (\frac{1}{D_{BA}} - 1) F_{AB} + (4 - D_{AB}) F_{BA}]$
	عزم الانحناء الأقصى عند الركيزة اليمنى	تماثل العلاقات الموافقة لحالة كافة البحور محملة
	عزم الانحناء عند الركائز لتعطى عزوما قصوى فى الكمرة وعند الأعمدة	تماثل العلاقات الموافقة لحالة عزم الانحناء الأقصى عند الركيزة اليسرى
معامل الصلابة (K) & معامل التوزيع (D)		$K_{AB} = \frac{I_{AB}}{D_{AB}}$ $K_{AG} = \frac{I_{AG}}{D_{AG}}$ $K_{AH} = \frac{I_{AH}}{I_{AH}}$ $D_{AB} = \frac{K_{AB}}{K_{AB} + K_{AG} + K_{AH}}$ $K_{AB} = \frac{I_{AB}}{D_{AB}}$ $K_{BJ} = \frac{I_{BJ}}{D_{BJ}}$ $K_{BK} = \frac{I_{BK}}{D_{BK}}$ $D_{BA} = \frac{K_{AB}}{K_{AB} + \zeta K_{BC} + K_{BJ} + K_{BK}}$

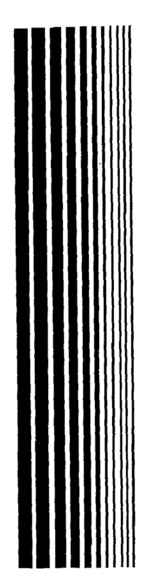
جدول (١ – ٥)

الاشتراطات		الكمرة الداخلية ST
الحمل الميت	كل البحور محملة	$M_{ST} = -F_{ST} + \frac{D_{ST}}{4 - D_{ST} D_{TS}} [2D_{TS} (\frac{1}{D_{ST}} - 1)(F_{TU} - F_{TS}) + (4 - D_{TS})(F_{ST}\ F_{SR})]$ $M_{TS} = -F_{TS} - \frac{D_{TS}}{4 - D_{ST} D_{TS}} [2D_{TS} (\frac{1}{D_{TS}} - 1)(F_{TU} - F_{TS}) + (4 - D_{ST})(F_{TU} - F_{TS})]$
الأحمال الإضافية	عزم الانحناء الأقصى عند الركيزة اليسرى	$M_{ST} = -F_{ST} + \frac{D_{ST}}{4 - D_{ST} D_{TS}} [2D_{TS} (\frac{1}{D_{ST}} - 1)(F_{TU} - F_{TS}) + (4 - D_{TS})(F_{ST} - F_{SR})]$ $M_{TS} = -F_{TS} - \frac{D_{TS}}{4 - D_{ST} D_{TS}} [2D_{ST} (\frac{1}{D_{TS}} - 1)(F_{ST} - F_{SR}) + (4 - D_{ST})F_{TS}]$
	عزم الانحناء الأقصى عند الركيزة اليمنى	$M_{ST} = -F_{ST} + \frac{D_{ST}}{4 - D_{ST} D_{TS}} [2D_{TS} (\frac{1}{D_{ST}} - 1)(F_{TU} - F_{TS}) + (4 - D_{TS})F_{ST}]$ $M_{TS} = -F_{TS} - \frac{D_{TS}}{4 - D_{ST} D_{TS}} [2D_{TS} (\frac{1}{D_{TS}} - 1)F_{ST} + (4 - D_{ST})(F_{TU} - F_{TS})]$
	عزم الانحناء عند الركائز لتعطي عزوما قصوى في الكمرة وعند الأعمدة	$M_{ST} = -F_{ST} + \frac{D_{ST}}{4 - D_{ST} D_{TS}} [2D_{TS} (\frac{1}{D_{ST}} - 1)(F_{TU} - F_{TS}) + (4 - D_{TS})F_{ST}]$ $M_{TS} = -F_{TS} - \frac{D_{TS}}{4 - D_{ST} D_{TS}} [2D_{ST} (\frac{1}{D_{TS}} - 1)F_{ST} + (4 - D_{ST})F_{TS}]$
معامل الصلابة (K) & معامل التوزيع (D)		$K_{RS} = \frac{I_{RS}}{l_{RS}}$, $K_{TU} = \frac{I_{TU}}{l_{TU}}$, $K_{ST} = \frac{I_{ST}}{l_{ST}}$, $K_{SO} = \frac{I_{SO}}{l_{SO}}$, $K_{TX} = \frac{I_{TX}}{l_{TX}}$, $K_{SP} = \frac{I_{SP}}{l_{SP}}$, $K_{TY} = \frac{I_{TY}}{l_{TY}}$ $D_{ST} = \frac{K_{ST}}{\zeta K_{RS} + K_{ST} + K_{SO} + K_{SP}}$ $D_{TS} = \frac{K_{ST}}{K_{ST} + \zeta K_{TU} + K_{TX} + K_{TY}}$

تابع جدول (١ - ٥)

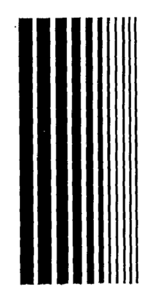
ملاحظات : للتطابق مع الإشتراطات المبسطة فى تحليل الإطارات المعرضة للأحمال الرأسية المعطاه فىCP110 اعتبر $\frac{1}{2}$ = ζ

- L_{AB} , etc = طول العنصر AB .... الخ .
- I_{AB} , etc = عزم قصور العنصر AB .. الخ
- F_{AB} , etc = القيمة العددية لعزم النهاية المثبتة وهى سالبة عندA .. الخ بفعل الأحمال على AB ... الخ



الفصل الثانى

حـركـة الرياح
وتأثيرها على المنشآت



٢ - ١ معلومات عامة عن الرياح :

تستطيع الطبيعة فى لحظات أن تكتسح المنشآت التى يبنيها الإنسان فى آلاف السنين ، فكوارث الطبيعة كثيرة ومتعددة ، والأضرار التى تلحقها الرياح بالمنشآت واحدة منها .

تشير الإحصاءات إلى أن أكثر من ستين ألف شخص كانوا ضحايا هيجان الرياح منذ عام (١٩٠٠) وحتى الآن . فمنهم من قتلته أنقاض المنشآت ، ومنهم من مات غرقاً بسبب الأعاصير والرياح العاتية حينما اقتحمت البحار شواطىء المدن .

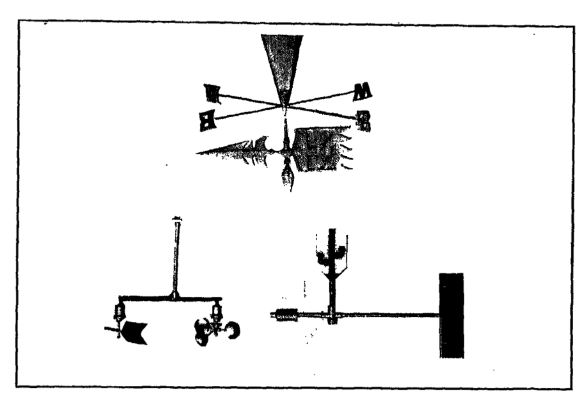
عندما تهب الرياح بسرعة تعتبر متوسطة أى بحوالى (١٣٠ كم/ ساعة) تسبب ارتفاعاً فى موج البحر مقداره حوالى (١٣م) . وقد تصل الأمواج إلى حدود قصوى من الارتفاع فتصل فى حالات قليلة إلى (٣٣م). وهذه القيم هى إحصاءات رقمية تبين مدى قدرة الرياح على التأثير على الأجسام الموجودة على سطح الأرض .

هذا وقد سجلت أعلى سرعات للرياح فى العالم (٣٨٠ ك/ساعة) فى واشنطن بالولايات المتحدة و(٣١٠ك/ساعة) فى جان ماين .

إن كلمة الرياح ، تطلق كما هو معروف على حركات الكتل الهوائية التى تنتقل بصورة أفقية أو رأسية فى المحيط المنخفض للغلاف الجوى . أى فى المنطقة السفلى من طبقة (التروبوسفير) التى تبلغ سماكتها (٨ - ١٦) كم .

تتأثر الرياح أثناء تحركها بقوى رئيسية ثلاثة هى:

١ - مقدار تفاوت الضغط الجوى فى مناطق الحركة : تفاوت الضغط فى الجو



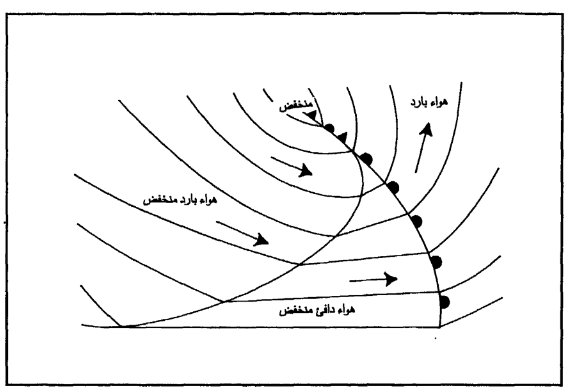
الشكل (٢ - ١) المقاييس البسيطة لسرعة واتجاه الرياح

ينتج عن درجات الحرارة المختلفة على سطح الأرض ، لذلك نلاحظ أن الهواء الاستوائى الحار أقل كثافة من الهواء القطبى البارد . وهذه الظاهرة تسبب تفاوتاً فى درجات الضغط بين المنطقتين .

إن الغلاف الجوى أشبه بمحرك حرارى كبير ، لأن فرق الحرارة بين القطبين وخط الإستواء يوفر الطاقة الحرارية اللازمة لجريان الهواء فى الإتجاهين الأفقى والرأسى . فالهواء الحار فوق خط الإستواء يرتفع إلى مستويات عالية ، ويجرى من خلالها باتجاه القطبين فى حين أن الهواء البارد يجرى باتجاه خط الإستواء على مستويات منخفضة ليحل محل الأول . ويعتبر ذلك من الظواهر التى تجعل حركة الرياح على سطح الأرض معقدة إلى حد بعيد .

تتناسب شدة حركة الهواء المنطلق من مناطق الضغط المرتفع إلى مناطق

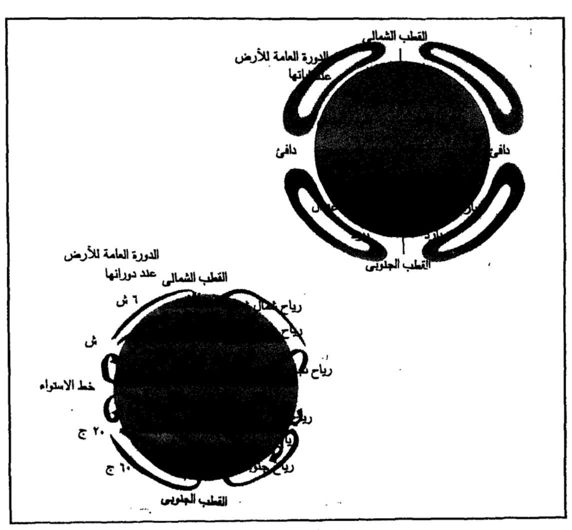
الضغط المنخفض مع الفروق الرقمية للضغط بينهما .



الشكل (٢ - ٢)

٢ - قوة كاريوليس: إن القوة الثانية المؤثرة على حركة الرياح هي قوة كاريوليس وهي تنشأ بسبب حركة دوران الأرض حول محورها ، مما جعل حركة الرياح تنحرف نحو اليمين في نصف الكرة الشمالي ، وإلى اليسار في نصفها الجنوبي .

وعلى طول خط الاستواء ، هناك منطقة تسمى بالمنطقة الساكنة ، ترتفع فيها حرارة أشعة الشمس وبالتالي حرارة الهواء ، الذي يبدأ بالانتشار شمالاً وجنوباً ، إلى أن يركد على مقربة من خط عرض (٣٠° شمالاً) و (٣٠° جنوباً) حيث يستكمل أحزمة شبه مدارية من الضغط المرتفع .



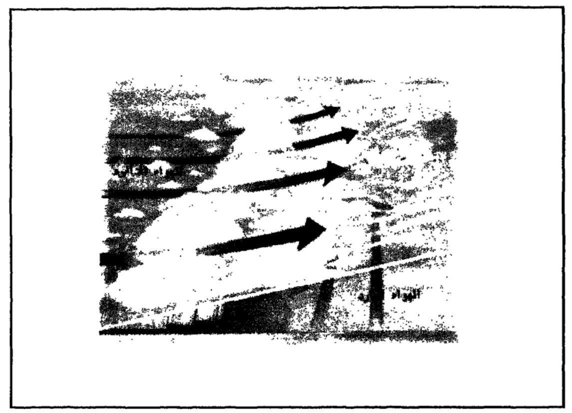
الشكل (٢ - ٣)

٣ - قوى الاحتكاك : إن القوة الأساسية الثالثة التى تؤثر على حركة الرياح هى قوى الاحتكاك فيما بين الكتل الهوائية من جهة ، وبينها وبين سطح الأرض وتضاريسها من جهة ثانية .

٢ - ٢ الكتل والجبهات الهوائية :

تسمى كمية الهواء المنتشرة على مساحة واسعة بالكتلة الهوائية وتكتسب كل كتلة هوائية من النواحى الحرارية سمات خاصة بها ، وذلك من خلال بقائها عدة أيام فوق منطقة ذات خصائص معينة ، كالمناطق الصحرواية أو

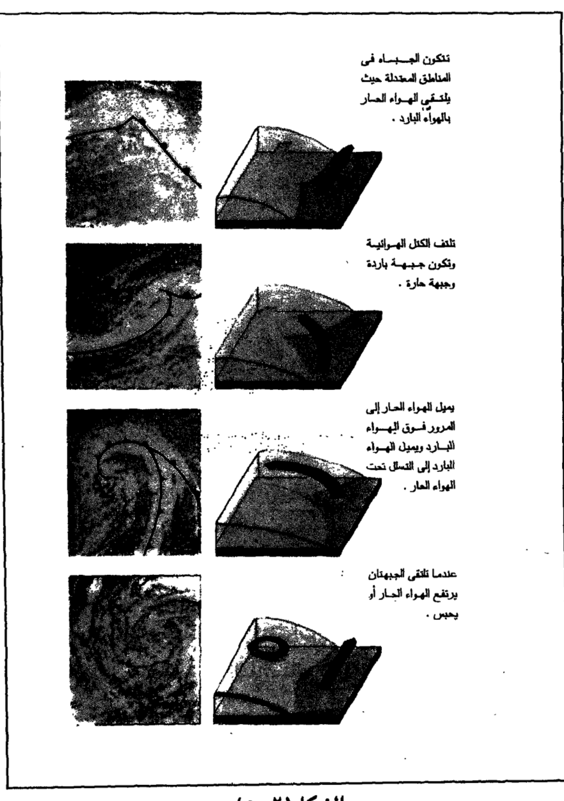
المدارية أو الإستوائية أو القطبية .... كما يمكن أن توصف بأنها قارية أو بحرية ، حيث تكتسب من خلال ذلك تجانس فى حرارتها ، فتصبح إما باردة أو دافئة .



الشكل (٢ - ٤)

أما الجبهة الهوائية ، فهى منطقة الحدود الفاصلة بين الكتل الهوائية المختلفة الحرارة ، حيث تظهر فى تلك المناطق تغيرات حادة ، تسبب غالباً تواجد السحب وهطول الأمطار ، وهى تنتج عن التفاف تلك الكتل حول بعضها البعض . لاتكون الأسطح بين الكتل الهوائية عمودية ، بل على الأغلب مائلة بحيث تحمل فوقها الهواء الدافىء وتحتها يبقى الهواء البارد . كما هو موضح فى الشكل (٢ - ٤) .

ويبلغ طول الجبهات مئات الكيلومترات عادة .


تتكون الجباه فى
المناطق المعتدلة حيث
يلتقي الهواء الحار
بالهواء البارد .
تلتف الكتل الهوائية
وتكون جبهة باردة
وجبهة حارة .
يميل الهواء الحار إلى
المرور فوق الهواء
البارد ويميل الهواء
البارد إلى التسلل تحت
الهواء الحار .
عندما تلتقى الجبهتان
يرتفع الهواء الحار أو
يحبس .

الشكل (٢-٥)

٢ - ٣ الرياح وخطوط تساوى الضغط :

كما ذكرنا بأن الهواء ينتقل من المناطق ذات الضغط المرتفع باتجاه مناطق الضغط المنخفض ، لذلك يمكن القول بأن الرياح تهب موازية لخطوط تساوى الضغط . ويلعب دوران الأرض دوراً لابأس به فى هذا الجريان.

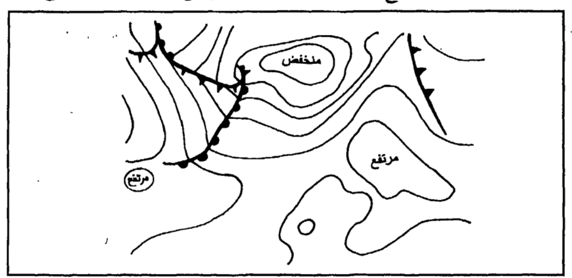
لقد استنتج أحد علماء الأرصاد الجوية فى القرن التاسع عشر ، القوانين التالية :

١ - الرياح تجرى بشكل شبه مواز لخطوط الضغط ، بحيث تتقاطع معها بزاويا صغيرة، وتسير من الضغط المرتفع إلى المنخفض .

٢ - كلما تقاربت خطوط تساوى الضغط كلما كانت الرياح أشد وأقوى .

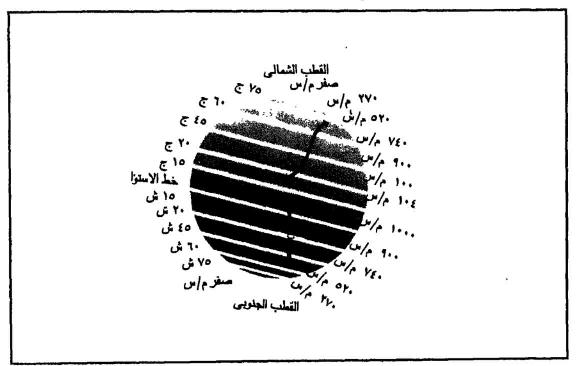
٣ - إذا وقفت وظهرك مواجه للرياح ، فعندئذ سيكون الضغط الأكثر انخفاضاً إلى يسارك فى نصف الكرة الشمالى وإلى يمينك فى نصف الكرة الجنوبى .

وقد استنتج من القانون الثالث أنه فى نصف الكرة الشمالى تهُب الرياح باتجاهٍ معاكس لدوران عقارب الساعة حول منطقة انخفاض الضغط وباتجاه عقارب الساعة حول منطقة ارتفاع الضغط . ويحدث العكس فى نصف الكرة الجنوبى .



الشكل(٢-٦)

يمثل الشكل (٢ – ٧) سرعة الحركة الشرقية الاتجاه لسطح الأرض فى خطوط العرض المختلفة نتيجة الدوران اليومى . وتؤدى تغيرات السرعة إلى نشوء تيارات هواء مختلفة ، تتأرجح باتجاه اليمين فى نصف الكرة الشمالى ، وباتجاه اليسار فى نصف الكرة الجنوبى .



الشكل (٢ – ٧)

٢-٤ سلم بوفور لوصف الرياح :

يَصِف هذا المقياس من خلال أرقام تتدرج من (٠ الى ١٢) شدة حركة الرياح وتأثيرها على البحار وعلى حركة الأجسام الصلبة المتطايرة على الأرض .

وضع هذا المقياس تاجر بريطانى يدعى الأميرال سير فرانس بوفور (Ferance Beaufort) فى القرن التاسع عشر ويوضح الجدول (٢ – ١) تأثير عدد بوفور على البحار.

عدد بوفور	* سرعة الرياح ميل / ساعة	وصف الرياح	تأثيرها على البحار
٠	٣	سكون وهدوء	بحر هادىء كسطح المرآة
١	٨	نسيم خفيف جدا	أمواج صغيرة جداً وبدون زبد
٢	١٣	نسيم خفيف	أمواج قصيرة أكثر وضوحاً يرى لها قمم ، ولكن لاتتكسر.
٣	١٨	نسيم متوسط	أمواج صغيرة تبدأ بالتكسر ونادراً ماتعطى زبداً أبيض
٤	٢٣	نسيم قوى	أمواج معتدلة لها شكل أكثر تحديداً وأطول وتعطى زبداً أبيض واضح
٥	٢٨	هواء عادي	أمواج تتكسر بوضوح ، ولها قمم بيضاء وتحدث رذاذاً يتطاير.
٦	٣٤	هواء قوى	سلاسل طويلة من الأمواج المتكسرة تتجه باتجاه الريح .
٧	٤٠	عاصفة خفيفة	تكسر متوسط ، ورذاذ كثير وزبد ملحوظ تتجه باتجاه الرياح.
٨	٤٨	عاصفة متوسطة	أمواج واسعة وسلاسل من الزبد ، حيث تتكسر قمم الأمواج بشكل عكر ويقلل الزبد من الرؤية.
٩	٥٦	عاصفة شديدة	أمواج ضخمة ذات قمم طويلة ، وجروف من الزبد متجهة باتجاه الريح ، وتكسرات متدحرجة عنيفة ، ورؤية ضعيفة.
١٠	٦٥	عاصفة هوجاء	أمواج هائلة تسبب فقدان السفن الصغيرة والمتوسطة الوزن ، يغطى البحر كلياً بالرذاذ باتجاه الريح .
١١	٧٥	أعاصير	الهواء مشبع بالرذاذ والزبد والبحر بكامله أبيض والرؤية معدومة .
١٢	٩٠	نادرة الحدوث	

* السرعة قيست عن طريق مكتب الأرصاد ولم تظهر فى قائمة بوفور الأصلية

جدول (٢-١)

أما من حيث تأثير عدد بوفور على اليابسة ، فيوصف كما يلي :

عدد بوفور	وصف الرياح على اليابسة
٠	يرتفع الدخان عمودياً.
١	إنحراف الدخان باتجاه الريح دون التأثير على دليل اختبار حركة الرياح (الريشة).
٢	إحساس بشرة الوجه بالرياح + حفيف أوراق الشجر + تحرك دليل الرياح باتجاهها
٣	حركة دائمة لأوراق الشجر وأغصانها الصغيرة .
٤	إثارة الغبار وانتشار الأوراق المبعثرة.
٥	تمايل الأشجار المورقة الصغيرة.
٦	تحرك الأغصان الكبيرة في الأشجار .
٧	تحرك الأشجار بكاملها مع جذوعها .
٨	تكسر غصينات الأشجار الصغيرة .
٩	أضرار فى المبانى والهياكل .
١٠	إقتلاع الأشجار من جذورها وأضرار في المبانى .
١١	أضرار واسعة (كوارث).
١٢	الحالات النادرة الحدوث.

(جدول ٢ - ٢)

٢ - ٥ أنظمة الرياح السائدة والأنظمة الخاصة :

تجرى الرياح فى شهر يوليو ويناير وفق أنماط معينة ، فنظام الرياح السائد فوق مستوى منخفض الضغط يتأثر بهذا الانخفاض ، مما يجعل الرياح باتجاهها .

بينما تغادر الرياح مناطق الضغط العالى، ولو لم تكن حركة دوران الأرض موجودة لجرت الرياح وفق خطوط مستقيمة من مناطق الضغط المرتفع إلى المنخفض، وهو مايوضحه الشكل (٢ - ٣) .

وكما سبق ورأينا أن قوة كاريوليس تجعل الرياح تميل نحو اليمين فى شمال خط الإستواء ويجرى العكس فى جنوبه .

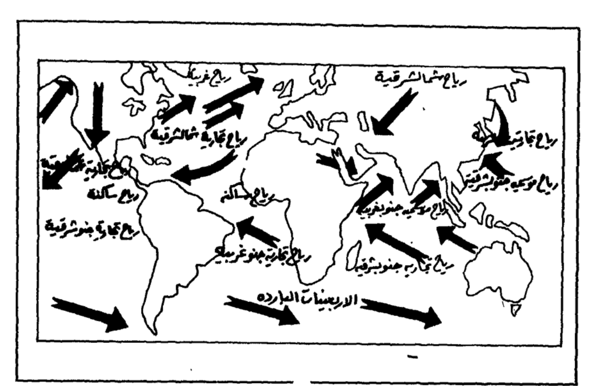
وهكذا يبقى نظام حركة الرياح ثابتاً تقريباً صيفاً وشتاءً.

إن التقلبات التى تشهدها الأرض فى حركة الرياح ، ناتجة عن الرياح الموسمية التى تعكس خلالها حركة الهواء اتجاهاتها بسبب فرق الحرارة بين البحر واليابسة . ومن الأمثلة على ذلك انطلاق الرياح الجافة فى الشتاء من الأجواء الباردة ذات الضغط العالى السائدة فوق سيبريا ، والتى تتجه إلى الجنوب عبر الهند

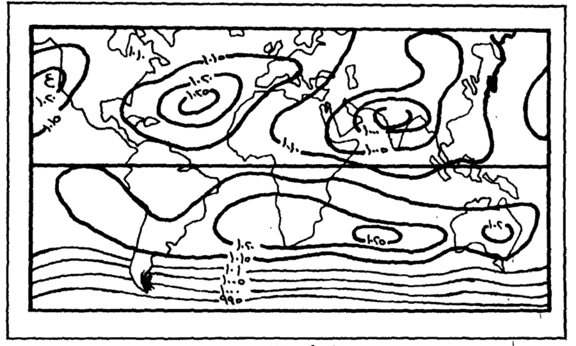
أما فى الصيف ، فان ارتفاع درجة حرارة اليابسة بسرعة يجعل من شمال غرب الهند مناطق للضغط المنخفض ، فتتجه إليها مايدعى بالرياح التجارية الرطبة، وهى أشهر الرياح الموسمية فى العالم .

تَنْتُج الرياح الموسمية عموماً من تغيُّرات الضغط الهائلة التى تحدث بين الصيف والشتاء فوق اليابسة فى قارة آسيا . ويبين الشكل أدناه اتجاهاتها خلال شهر يوليو .

أما أنظمة الرياح الخاصة ، فيقصد بها مجموعات العواصف والزوابع والأعاصير وغيرها من الرياح الخاصة.

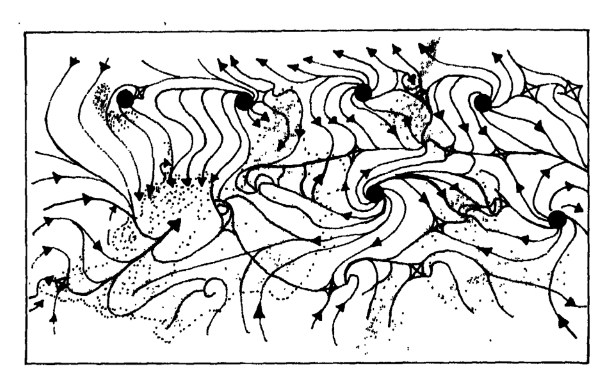


الشكل (٢-٨)



الشكل (٢-٩)

توزيع معدلات الضغط الشهرى فى العالم خلال شهر يوليو



تشير الدوائر السوداء إلى مناطق الضغط المرتفع

٢ - ٥ - ١ - الزوابع :

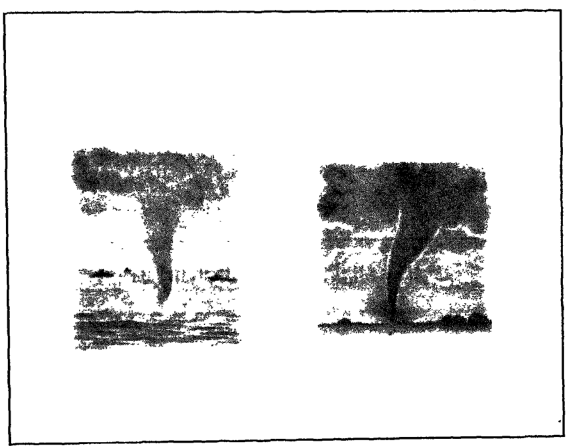
وهى الأعمدة الصغيرة الضيقة من الغيوم والسحب ، المعلقة ظاهرياً بسحابة كثيفة قاتمة .

تُعتبر هذه الظاهرة من أعنف الاضطرابات الجوية ، وأكثر تسبباً للخراب والدمار . إلا أنه ومن حسن الحظ ، تبقى مساحات تأثيرها ضيقة وتكرار حدوثها قليلاً .

تستطيع الزوابع اقتلاع المنشآت الصغيرة وتحطيمها ببساطة ، وكذلك فعلها على الأشجار وعلى الأشياء المشابهة .

تقاس سرعات الرياح عادة حول مناطق الزوابع . إلا أن قياس تلك الرياح ضمن عمودها يكون متعذراً على الأغلب .

تحدث الزوابع عند الجبهات الباردة عندما يكون الهواء الدافئ رطباً جداً وغير مستقر. وعندما تحدث فوق مناطق البحار تدعى باعصار عمود الماء كما في الشكل أدناه .

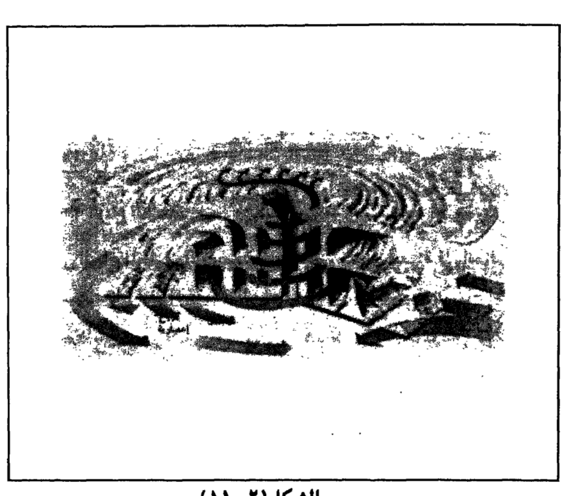


الشكل(٢-١٠)

٢-٥-٢ الأعاصير:

هي دوامات ضخمة من الرياح ، تؤدي بالسحب إلى الدوران حول مركز هادئ يسمى (العين) ، يسحب منه الهواء الحار إلى الأسفل .

قد يبلغ قطر الإعصار حوالي (٤٠٠كم) يمتد ارتفاعاً على كامل طبقة التربوسفير، وقد يصل قطر عين الإعصار إلى (١٠كم).



الشكل(٢-١١)

عندما تلتقى الرياح الحارة الغربية بالرياح القطبية الشمالية ، على طول الجبهة القطبية فى نصف الكرة الشمالى . تنشأ موجات واضطرابات وانتفاخات ، تحاول معها الكتل الهوائية الحارة الجريان نحو القطب مروراً فوق الهواء القطبى ، فى حين يحاول الهواء القطبى الجريان نحو خط الإستواء ماراً تحت الهواء الحار . وبدوران الهواء الحار حول الهواء البارد تنشأ هذه الظاهرة.

تُعتبر الأعاصير من أقوى الرياح التى تهب على سطح الأرض ، حيث قد تصل سرعاتها إلى (٣٢٠ كم/ ساعة).

تضرب الأعاصير المنشآت المدنية من المبانى وخطوط الهاتف والكهرباء .
وكذلك تؤدى إلى اقتلاع الأشجار وتحطيم كل ماتحيط به.

من أشهر البلدان التى تتكرر فيها الأعاصير بكثرة الولايات المتحدة وأستراليا .

٢-٥-٣ الرياح الخاصة:

وهى الرياح المحلية والإقليمية التى تخص مناطق معينة فى العالم ، تبعاً لطبيعتها الجغرافية ، كالرياح التجارية الموسمية ، ورياح الخماسين وغيرها...

★ تقاس سرعات الرياح عادة بمقاييس بسيطة كالموضحة فى الشكل (٢ - ١) وقد أصبحت الأقمار الصناعية حالياً من أفضل وأدق أجهزة الرصد .
أما السرعات التى تصمم عليها المنشآت . فهى سرعات إحصائية احتمالية تعتمد تسجيلات القياسات لفترات طويلة من الزمن ، يستنتج من خلالها رياضياً ، احتمالات تكرار الرياح ذات السرعات العالية .

٢-٢ دراسة وتوصيف حركة الرياح :

- توصف حركات الرياح من خلال مقاييس عديدة ، وضعها العلماء والباحثون بأشكال ونماذج مختلفة ، خدمة لدراسة كل مايتعلق بالرياح ، إن كان ذلك من حيث تأثيرها على المنشآت ، أو من حيث دراسة المناخ ، وحالات الطقس، أو من أجل الملاحة البحرية والجوية.

يجرى جمع المعلومات حول الرياح وحركاتها وسرعاتها من خلال قياسات عملية ، بواسطة أجهزة خاصة توضع فى محطات الرصد وتسجل المعلومات

لسنوات طويلة. ويقوم المختصون بالأرصاد الجوية بتحليل ودراسة نتائج الرصد تلك ، ومعالجتها بطرق إحصائية احتمالية ، وفق القوانين والعلاقات الرياضية ، لإيجاد احتمال وقوع السرعات العظمى للرياح وكذلك الهبّات العظمى.

ويقصد بتعبير (الهبّة) - تلك الرياح التى تستمر لفترة معينة من الزمن بسرعة أكبر من سرعة الرياح المعتادة .

من الطرق التى يمكن استخدامها فى حساب احتمالات الرياح والهبّات العظمى ، طريقة جامبل (Gumble) الإحصائية .

توضح هذه الطريقة أنه إذا توفرت لدينا المعلومات التى تعطى الهبّات العظمى للرياح خلال (N) سنة ، فانه يمكن رسم منحنى بيانى خاص ، كالموضح فى الشكل (٢ - ١٢) ، على محورى إحداثيات (P, X) وذلك بعد ترتيب المعلومات المذكورة تصاعدياً كما فى الجدول (٢ - ٣) ، حيث تمثل (X) أعظم هبّة خلال سنة ما . ويكون :

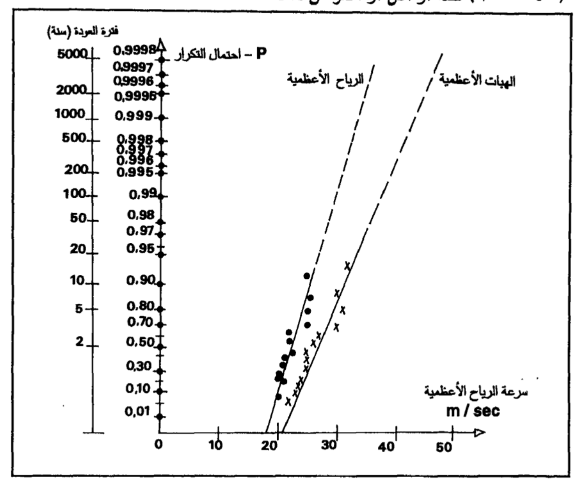
احتمال التكرار (P) : $P=\dfrac{M}{N+1}$

حيث $M= 1,2,3,..... N.$

مرتبة هبة الريح(M)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
سرعة الريح العظمى (m/sec)	20	20	20	21	21	23	23	23	27	27	28	28
عام الهبة	1966	1970	1972	1962	1964	1968	1969	1971	1965	1967	1961	1963
$P=\dfrac{M}{N+1}$	0.0796	0.1538	0.2307	0.3076	0.3845	0.4614	0.5383	0.6152	0.6921	0.7690	0.8469	0.9228

جدول (٢ - ٣)

فلو تم رسم هذه النقاط على المخطط البيانى فى الشكل (٢ -١٢). ورسم من خلالها المستقيم الذى يقارب أكبر عدد منها. فإننا سنحصل بعد عمل امتداد لهذا المستقيم على احتمالات الرياح العظمى التى يمكن أن تتكرر مرة كل (٥٠ - ١٠٠) سنة أو أقل أو أكثر من ذلك .



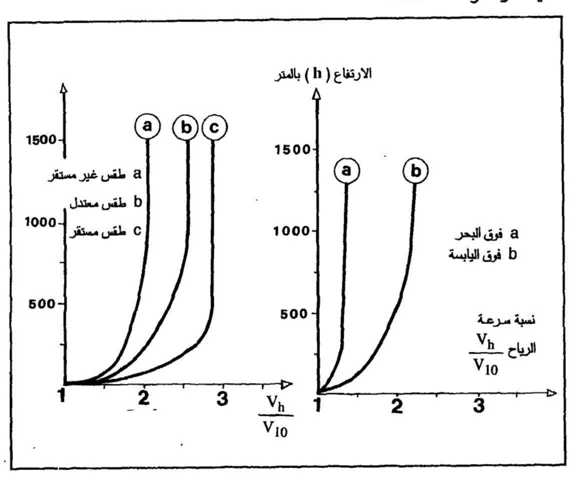
الشكل (٢ - ١٢) مخطط جامبل الإحصائى الاحتمالى

★ تغير الرياح مع الارتفاع :

تُدعى الطبقة الواقعة بين سطح الأرض ، والارتفاع الواقع بين (١٠٠٠ - ٢٠٠٠ متر) ، بالطبقة المحيطة (Boundary Layer) . والارتفاع المنوه عنه هو منسوب الانقلاب الحرارى فى الجو .

لاحظت الدراسات المجراة على الرياح وحركات الكتل الهوائية ، أن نسبة سرعة الرياح على ارتفاع معين إلى سرعة الرياح على ارتفاع(١٠م) أى ($\frac{V_h}{V_{10}}$) تزداد بشكل كبير خلال الـ(٥٠٠) متر الأولى من سطح الأرض . ثم يخف هذا الازدياد تدريجياً مع ازدياد الارتفاع . هذا مايوضحه الشكل (٢ - ١٣) ، حيث تصبح النسبة المذكورة ثابتة مع الوصول إلى منسوب الانقلاب الحرارى.

ويوضح الشكل (٢ - ١٣) كذلك أن نسبة ازدياد سرعة الرياح مع ازدياد الارتفاع ، تتعلق بحالة الاستقرار فى الجو ، فى الحالات التى تكون معها الرياح خفيفة أو متوسطة الشدة .



الشكل (٢ - ١٣) تغير نسبة سرعة الرياح مع الارتفاع فى طبقة الجو المحيطة

أما فى حالات الرياح الشديدة ، فان حالة الجو تصبح معتدلة بسبب الاختلاط شبه التام للهواء .

لذلك يمكن القول إن ازدياد نسبة سرعة الرياح مع ازدياد الارتفاع ، تعتمد فقط على طبيعة الأرض فى حال كون الرياح شديدة.

لقد دلت الدراسات المجراة على حركة الرياح ، من الجهتين النظرية والعملية، على أنه فى الطبقة الواقعة بين سطح الأرض ، وارتفاع (٥٠٠) متر يمكن تقدير سرعة الرياح ، وكذلك سرعة الهبّات ، باستخدام علاقة لوغريتمية ، تدعى بقانون «هيلمان» وذلك بعد معرفة سرعة الرياح (V_{10}) على ارتفاع قدره (١٠م) من سطح الأرض ، كما يلى :

للرياح $$\frac{V_h}{V_{10}} = \left(\frac{h}{10}\right)^{\alpha}$$

للهبات $$\frac{V_h}{V_{10}} = \left(\frac{h}{10}\right)^{\beta}$$

(V_h) = سرعة الرياح المطلوبة على ارتفاع (h)m من سطح الأرض - (م/ثانية

حيث $500 > h > 0$

α,β = عاملان يتعلقان بطبيعة الأرض عند الارتفاع المدروس . ويمكن اعتبار : $\beta= 0.085$

أما (α) فقد حسبت فى بريطانيا ($a = 0.13$)

- يحدد الجدول (٢ - ٤) قيمة النسبة ($\frac{V_h}{V_{10}}$) بالاعتماد على طبيعة الأرض ويفضل استخدامه فقط فى الحالات التى تكون معها الرياح شديدة.

يسمح لنا قانون (هيلمان) المذكور فى العلاقة السابقة بحساب سرعة الرياح على قمم الجبال بخطأ لايتجاوز ($\pm 10\%$) .

قيم النسبة (V_h/V_{10}) بحسب تغير الارتفاع ومعامل الخشونة للأرض (Z_0) *								
200	100	50	15	6.00	2.00	0.05	0.05	Z0 (Cm) / h(m)
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	10
1.40	1.27	1.22	1.19	1.14	1.10	1.70	1.06	20
1.66	1.47	1.36	1.28	1.25	1.17	1.14	1.10	30
1.94	1.67	1.51	1.37	1.34	1.25	1.20	1.16	50
2.20	1.81	1.62	1.44	1.37	1.30	1.25	1.19	70
2.58	2.08	1.80	1.55	1.45	1.36	1.30	1.22	100
3.15	2.46	2.05	1.73	1.58	1.46	1.36	1.27	150
3.65	2.76	2.29	1.88	1.69	1.54	1.44	1.32	200
4.52	3.37	2.70	2.15	1.89	1.69	1.55	1.39	300

* معامل الخشونة ، يتعلق بطبيعة الأرض ويقدر بالسنتمتر حسبمايلى :

Z_0 (Cm)	طبيعة الأرض	Z_0 (Cm)	طبيعة الأرض
1.0	أرض مزروعة – ارتفاع الزرع ٠ – ٣ سم	0.001	سطح مستو (جليدى)
2.0	أرض مزروعة – ارتفاع الزرع ٤ – ٥ سم	0.05	غطاء ثلجى بعمق أكبر من ٢٠ سم
3.0	أرض مزروعة – ارتفاع الزرع ٦ – ١٠ سم	0.1-0.2	غطاء ثلجى فوق الأعشاب
4.0	أرض مزروعة – ارتفاع الزرع ١١ – ٢٠ سم	0.3	أرض شبه صحراوية
5.0	أرض مزروعة – ارتفاع الزرع ٢١ – ٣٠ سم	0.1	أرض حجرية
9.0	أرض مزروعة $V_m = 2.3$ m/Sec	2.0	أرض محروثة
6.0	ارتفاع الزرع $V_m = 5.0$ m/Sec	100	بلدة صغيرة
3.7	٦٠ – ٧٠ سم $V_m = 8.7$ m/Sec	200	مدينة

الجدول (٢–٤)

- إن تأثير هبّات الرياح الشديدة والقصيرة الأمد على المنشآت عموماً لم يُعطَ الاهتمام الكافى فى الدراسات بسبب نقص المعلومات الفيزيائية للاضطرابات الجوية غير أنه من المعروف أن سرعة الهبّات تزداد اطرادياً مع الارتفاع ولكن بنسبة أقل من نسبة سرعة الرياح العادية ذاتها .

هذا ويوضح الجدول (٢ – ٥) نسبة سرعة الرياح على ارتفاعات مختلفة قياساً إلى سرعاتها على ارتفاع (١٠م) .

معامل الارتفاع للهبات (V_h/V_{10})	معامل الارتفاع للرياح (V_h/V_{10})	الإرتفاع h (m)
1.06	1.10	20
1.13	1.19	40
1.16	1.27	60
1.20	1.31	80
1.22	1.35	100
1.24	1.39	120
1.25	1.41	140
1.27	1.44	160
1.28	1.46	180
1.29	1.48	200
1.34	1.56	300
1.37	1.61	400
1.41	1.66	500

الجدول (٢ - ٥)

٢-٣ حركة الرياح حول المبانى العالية:

إن حركة كتل الهواء وتياراته على ارتفاعات عالية من سطح الأرض تتحكم بنماذج الطقس عموماً . فى حين أن تلك الحركة على ارتفاعات قليلة تؤثر على الأجسام والأسطح التى تلامسها تلك الكتل ، بسب كل من ظاهرة الدفع وظاهرة الاحتكاك . إن ازدياد سرعة الكتل الهوائية يؤثر بشكل كبير على الإنسان وعلى مايحيط به من منشآت .

لقد بيَّنت دراسات مخبرية أجريت فى بريطانيا على نماذج مصغرة من المبانى العالية . أن هذه المنشآت تحول جزءً من الرياح التى تصطدم بها ، باتجاه أسفل نحو الأرض . مما يتسبب فى خلق تيارات هوائية مزعجة وخطرة أحياناً ، على أرصفة المشاة .

لقد تم تعريض تلك النماذج إلى تيارات مخبرية من الرياح ، تشابه فى فعلها تماماً التيارات الفعلية التى قد تؤثر على المنشآت ، فأظهرت هذه الدراسات النواحى التالية :

١ - عند القيام بأعمال التخطيط العمرانى ، وتنظيم المدن ، يلزم دراسة مواقع المبانى العالية بدقة ، بشكل تتم معه المحافظة على سرعة الرياح فى أسفل هذه المنشآت وعلى محيطها بما لاتتجاوز(٥م/ ث) فى معظم أوقات السنة. لأن سرعة الرياح التى تفوق هذه القيمة ، تصبح شديدة الإزعاج حول تلك المبانى.

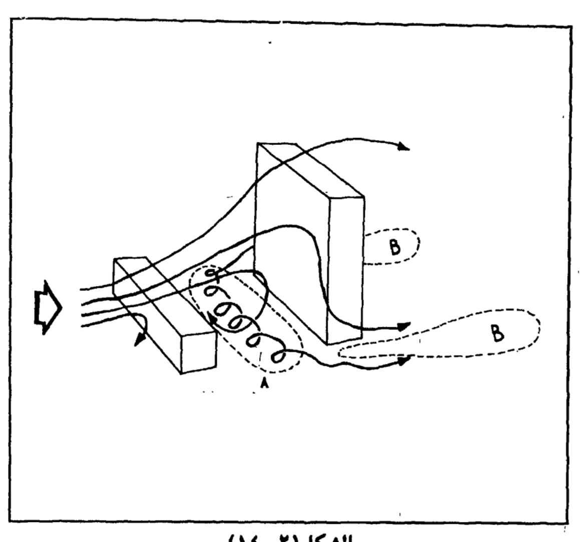
٢ - شكلت المبانى ذات الارتفاعات الصغيرة ، والمحيطة بالمبانى العالية ، سور حماية من تأثيرات الرياح .

٣ - تتأثر حركة الرياح بجوار الأسطح التى تلامسها ، بمقدار خشونة الأسطح وبالتالى بقيمة الاحتكاك معها . إضافة إلى أبعاد السطح .

٤ - عندما تصطدم الرياح بالمبانى المنخفضة الارتفاع ، فإن سرعة الرياح حول المبنى ، أو فى مناطق المشاة تكون : $V= (0.5 : 0.7)\,R$

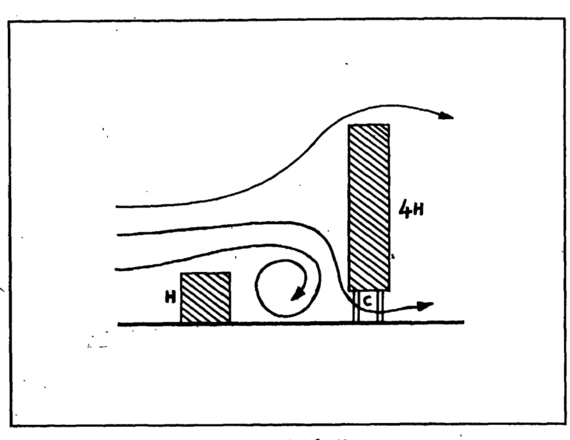
حيث $R = \dfrac{\text{سرعة الرياح عند منسوب إرتفاع المشاه حول المبنى}}{\text{سرعة الرياح عند نفس المنسوب بدون وجود المبنى}}$

ويتغير نموذج حركة الرياح عند تلاقيها مع مبنى أعلى . إذ قد تصل السرعات إلى $(1.5:2)R$ فى المناطق(A و B) الموضحة فى الشكل (٢ - ١٤) . وهى المناطق التى يتم عندها تشكيل دوامات هوائية .



الشكل (٢ - ١٤)

٥ - بيَّنت الدراسات على نموذج ارتفاعه مساوٍ إلى ضعف عرض واجهته ، وهو مرفوع على أعمدة، أن سرعة الرياح قد تصل الى (3R) . مع العلم بأن ارتفاع النموذج المدروس يزيد بأربع مرات عن ارتفاع المباني المجاورة ، كما يبينه الشكل (٢ - ٥

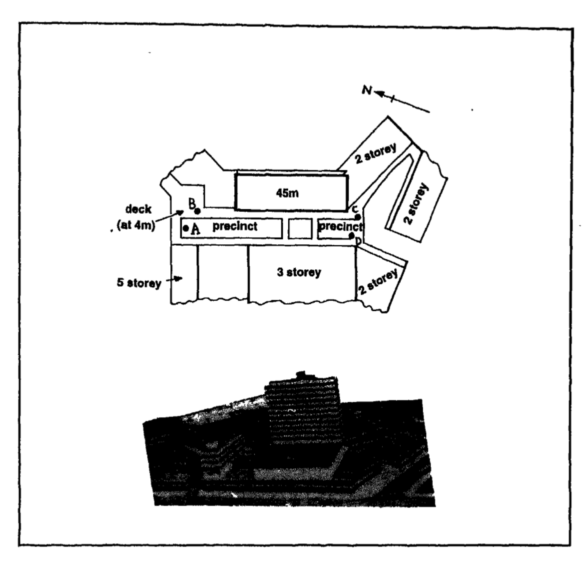


الشكل(٢-١٥)

٦ - هناك حلول عديدة للتخفيف من أضرار الرياح ، يجب الأخذ بها عند التصميم . فعلى سبيل المثال، يوضح الشكل (٢ - ١٦) نموذجاً لمبنى ارتفاعه(٤٥م) يجاور منطقة تجارية . أجريت عليه تجارب عديدة ، حيث أستخدمت الرياح المخبرية بسرعة(٥م/ث) خلال خُمس زمن التجربة . فتبَيّن من ذلك أن سرعة الريح فى المناطق (A, B , C , D) تصل إلى(2.2 R).

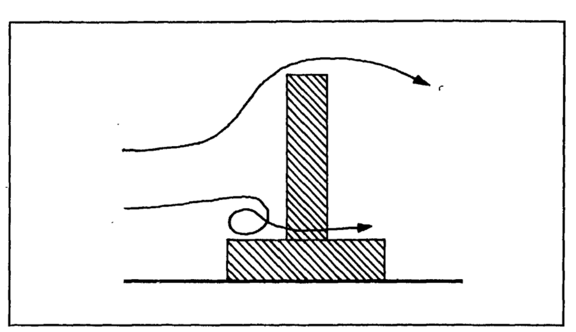
ومن خلال هذه النتيجة تم اقتراح إنشاء فناء فوق النموذج المدروس بغرض منع الرياح من الوصول إلى منطقة المشاه فى السوق .

ومن خلال التجارب على النموذج الجديد المقترح تبين نجاح هذا الحل .

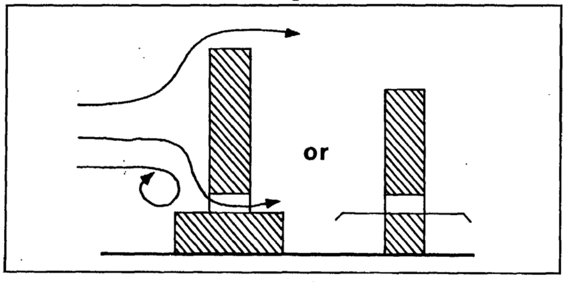


الشكل(٢-١٦)

إضافة إلى ماسبق ، يمكن استخدام حلول عديدة للحالات المختلفة . فلو كنا بصدد دراسة مبنى ، القسم السفلى منه ذو ارتفاع منخفض وممتد المساحة كما فى الشكل (٢ -١٧) . فيمكن حينئذ التخفيف من سرعة الرياح فى القسم الأسفل باتباع أحد الحلين الواردين فى الشكل (٢ - ١٨) . أى إما بترك دور سفلى دون قواطع يستخدم كممر للتيارات الهابطة ، أو برفع الدور الأول فوق القسم السفلى على أعمدة .



الشكل(٢-١٧)



الشكل(٢-١٨)

٧ - تأثير الرياح فى مناطق المدن المزدحمة ، التى تتجاور فيها المبانى العالية بارتفاعات تزيد عن (٢٥ - ٣٠م) يصبح بصورة أكثر تعقيداً ، وبالتالى يحتاج لدراسات أكثر دقة.

٢ - ٤ ضغط الرياح على المبانى العالية :

يقصد بتعبير المبنى العالى ، تلك المنشآت من المبانى ، التى تشكل فيها الأحمال الأفقية (كضغط الرياح أو الزلازل) عاملاً هاماً فى الحساب الإنشائى، وتمتاز هذه المنشآت بأن نسبة ارتفاعها إلى البعد الأصغر فى قاعدتها كبيراً .

ويؤثر ضغط الرياح وقوى الزلازل على هذه المنشآت تأثيراً واضحاً ، فهو يسبب إجهادات وقوى إضافية فى عناصرها الإنشائية .

إن الأحمال المتأتية بفعل دفع الرياح ، التى تُصَنَّف ضمن فئة الأحمال الحية الديناميكية ، تخضع إلى إعتبارات وعوامل لايمكن للإنسان التحكم بها ، ومن هذا المنطلق ، تجىء خطورة هذا النوع من الأحمال ، مما يحتم دراسة الوقاية من آثارها ما أمكن .

يعتمد تقدير قوى دفع الرياح ، الممكن حدوثها على منشأ ما ، فى منطقة معينة ، على عوامل عديدة ، تتجلى فى إحصاءات وإحتمالات تُقَدَّر بِناءً على قياسات وأرصاد كثيرة ، ولسنوات طويلة ، تجرى على حركات الرياح وجريانها ، وسرعاتها فى المنطقة المعتبرة . إضافة إلى التجارب المخبرية التى يمكن القيام بها فى نفق الرياح (المخبرى) على نماذج مصغرة للمبانى التى يُطلب تشييدها .

تبسيطاً للحسابات ، يُعتبر ضغط الرياح مؤثراً على المبانى فى الإتجاه الأفقى، أو بشكل متعامد مع الأسطح الخارجية للبناء وتخضع شدة القوى المؤثرة ، إلى عوامل متعددة نذكر منها :

١ - طبيعة البناء وارتفاعه ونسب أبعاده الأخرى .

٢ - الطبيعة المناخية التى سيقام عليها المنشأ.

٣ - سرعة الرياح وكثافة الهواء وإتجاه حركة الرياح .

٤ – نوع العنصر المدروس وطبيعته ، وموقعه فى البناء .

تسمى سرعة الرياح التى يتم على أساسها حساب الضغوط المتولدة على واجهات المبانى بالسرعة الحسابية . وهى بالتعريف السرعة المتوسطة لهبّة الرياح اللحظية التى يمكن إستمرارها لمدة عشر دقائق ، وإحتمال حدوثها مرة واحدة كل عام على الأقل .

ويتم تحديد هذه السرعة ، وخاصة فى المنشآت كبيرة الأهمية ، بالإعتماد على القياسات الفعلية ، والإحصاءات الدورية لسنوات مضت.

تعتبر فترة حياة المنشأ فى المبانى الخرسانية عموماً تتراوح بين (٥٠ – ١٠٠) سنة . وقد يحدث أن يتعرض البناء خلال فترة حياته هذه ، إلى عاصفة قوية ، تهب لمرة واحدة فقط . فلو تجاوز الضغط الناتج عن سرعة هذه العاصفة (١,٧٥) مرة ، الضغط الناتج عن السرعة الحسابية ($\overline{V}$) السالفة الذكر ، ولمدة (٢ إلى ٥) ثانية فقط، لوجب دراسة المبانى العالية المهمة على تلك السرعة . وتسمى هذه السرعة حينئذ بالسرعة الحدية .

إذن ، نعرف هنا السرعة الحدية بأنها السرعة التى تنتج ضغطاً (Wu) يساوى أو يزيد بمقدار (١,٧٥) مرة عن الضغط الناتج عن السرعة الحسابية ($\overline{W}$)

$$Wu \geq 1.75\ \overline{W}$$

وبما أن الضغط الناتج عن الرياح يتناسب طردياً مع مربع سرعتها ، نجد أن : $Vu \geq \sqrt{1.75}\ \ \overline{V}$

حيث : Vu هى سرعة الرياح الحدية .

إن الدراسات الرياضية التى أجريت على خصائص جريان وتدفق الرياح فى المناطق المختلفة من العالم ، قدمت لنا بالنتيجة القيم والاشتراطات التى تمليها

الأكواد ، بغرض حساب المنشآت ضد دفع الرياح .

كما بينت الدراسات التجريبية والقياسات العملية ، أن سرعة الرياح العالية، والمضطربة الجريان . والتى تنشأ عن هبّات متتالية للرياح ، تؤثر بشكل خطر على المنشآت العالية .

وتزداد خطورة هذا النوع من الأحمال كلما اقتربت هبّات الرياح من التردد بأدوار منتظمة. إذ تخلق عندئذ حالات تجاوب (طنين) بين دور حركة الرياح ودور الإهتزاز المرن للبناء، تؤدى بالنهاية إلى كوارث كبيرة .

كما بينت تلك الدراسات ، أن السرعة الصغيرة للرياح ، خفيفة الضرر فيما لو قورنت بالسرعات العالية. إذ أنه فى الحالة الأولى يمكن إعتبار الضغط المطبق على المنشأ، ذى تأثير إستاتيكى. فى حين يصبح التأثير ديناميكياً مع السرعات العالية.

تصبح سرعة الرياح الحدية (Vu) ، والمعرفة سابقاً . شديدة الخطورة كلما إزداد ارتفاع المنشأ ، إذ لوحظ من الدراسات المجراة على الأبراج العالية جداً ، أن إزدياد ضغط الرياح بنسبة (X%) فوق الضغط الحدى ، يزيد من قيم إجهادات الشد الناتجة فى العناصر نتيجة لذلك بنسبة (4:5 X) هذا إضافة إلى أن السرعة الحاصلة عند المرحلة الحدية (Vu) قد تؤدى إلى تغيير إشارة الإجهادات فى بعض العناصر، حيث تصبح القطاعات المضغوطة، معرضة إلى حالات شد مما يتسبب فى حدوث الإنهيارات. لذلك يجب إعطاء هذا الموضوع الإهتمام الكافى عند الحساب .

يمكن عند دراسة تأثير الرياح على المنشآت، إعتبار المبنى المدروس ، كمبنى كابولى مثبت من الأسفل وحر من الأعلى ومعرض لأحمال موزعه على كامل الارتفاع ، من الجهة المعرضة للرياح وهذا أحد أشكال النماذج الإنشائية المعتمدة .

فى حسابات الرياح ، يعتبر الارتفاع (١٠م) عن سطح الأرض الطبيعية منسوباً قياسيا أو معيارياً لحساب الضغط الديناميكى (Wd).

والعلاقة العامة التى تعطى قيمة هذا الضغط على ارتفاع من سطح الأرض قدره (h) تعتبر كمايلى :

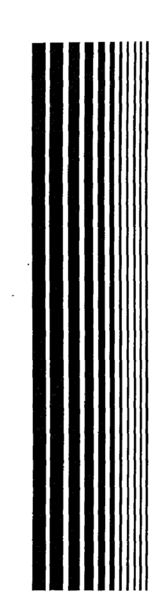
$$(Wd)_h = \left(2.5 \frac{h + 18}{h + 60} \right) (Wd)_{10} \qquad Kg/sq.M$$

حيث :

$(Wd)_h$ = الضغط المتولد عند منسوب الارتفاع (h) من سطح الأرض .

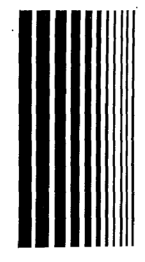
$(Wd)_{10}$ = الضغط المتولد عند المنسوب المعيارى(١٠م) من سطح الأرض.

هذا وتؤخذ عادة قيمة الضغط الديناميكى (Wd) ، المطبقة على المبانى التى لايزيد ارتفاعها عن (٢٥ - ٣٠م) ثابتة على كامل ارتفاع المنشأ .



الفصل الثالث

أحمال الرياح
وتأثيرها على المنشآت



فى هذا الفصل نستعرض أحمال الرياح وتأثيرها على المنشآت وذلك حسب الأكواد المختلفة وقد تطرقنا إلى استعراض الأكواد والمواصفات المختلفة وذلك حتى يتمكن المهندس المصمم من الاطلاع عليها والعمل بما يتراءى له حسب طبيعة المنشأ المدروس .

٣ - ١ أحمال الرياح فى الكود المصرى الجديد ١٩٨٩ م :

٣ - ١ - ١ عام

- تسرى الاحتياطات الخاصة بهذا الجزء عند حساب أحمال الرياح على المبانى والمنشآت كوحدة أو على أجزاء من هذه المبانى وكذلك على العناصر الإنشائية المنفردة .
- يجب تصميم المبانى والمنشآت بحيث تقاوم أحمال الرياح الأفقية المؤثرة على جميع أسطحها المعرضة للرياح .

٣ - ١ - ٢ - الحمل الإستاتيكى المكافئ لتأثير الرياح

يؤخذ تأثير الرياح كحمل ضغط إستاتيكى منتظم موزع على كامل عرض الواجهة المعرضة للرياح يساوى (Wi) .

$$Wi = C . Ks . Wd .... (3\text{-}1)$$

حيث :

W_i = الضغط الكلى للرياح كجم /م٢ (شاملاً الضغط والسحب)

C = معامل يأخذ فى الاعتبار العلاقة بين ارتفاع المبنى وأبعاد مسقطه الأفقى ودرجة ميل السطح ويتم حسابه طبقاً للبند (٣ - ١ - ٣) .

KS = معامل تعرض الموقع للرياح ويؤخذ كالتالى :

Ks = ١٫٠٠ للمواقع عادية التعرض .

Ks = ١٫٣٠ للمواقع شديدة التعرض كشواطىء البحار .

Wd = حمل الضغط الإستاتيكى المكافىء لتأثير الرياح (كجم / م٢)

ويؤخذ من الجدول (٣ - ١) طبقاً لارتفاع المستوى الذى يحسب عنده ضغط الرياح من سطح الأرض بالمتر .

الارتفاع (م)	صفر - ١٠	٢٠	٣٠	٤٠	٦٠	٨٠	١٠٠	١٠٠ - ١٥٠
كجم / م٢ (W_d)	٥٠	٦٠	٦٥	٧٥	٨٠	٩٠	٩٥	١٠٠

جدول (٣ - ١) حمل الضغط الإستاتيكى المكافىء للرياح W_d

٣ - ١ - ٣ معامل ضغط الرياح (C) على الأسطح الرأسية والمائلة

لحساب تأثير ضغط الرياح على الأسطح الرأسية والمائلة (شكل (٣ - ١) تؤخذ قيم المعامل (C) كمايلى :.

أ - فى اتجاه الرياح

١ - فى حالة المبانى ذات نسبة (الارتفاع / العرض) أو (الارتفاع / الطول) أكبر من ٢٫٥

$$C= 1.3 \sin \alpha - 0.4 \text{ ....(3-2)}$$

٢ - فى حالة المبانى ذات النسب الأخرى

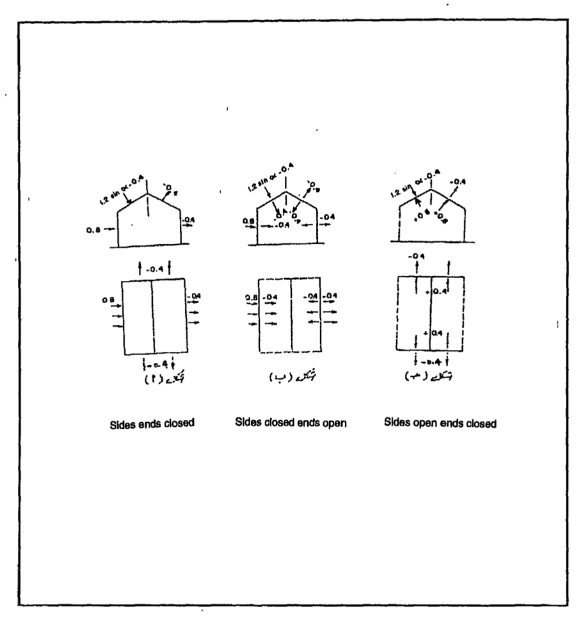
$$C= 1.2 \sin \alpha - 0.4 \text{ ....(3-3)}$$

حيث (a) زاوية ميل السطح بالدرجات

ب - فى اتجاه السحب

تؤخذ قيمة المعامل (C) فى جميع الحالات

$$C= -0.4 \text{ ....(3-4)}$$



شكل (٣ - ١) معامل ضغط الرياح على الأسطح الرأسية والمائله

٣ - ١ - ٤ - معامل ضغط الرياح(C) على المآذن والمداخن ومايماثلها

عند حساب الرياح على المداخن والمآذن والخزانات العلوية ومايماثلها غير المرتكزة على أعمدة يؤخذ قيمة المعامل (C)من الجدول (٣ - ٢)

المسقط الأفقى	h / d		
	١	٧	٢٥
مربع الشكل (الريح عمودى علي الضلع)	١ر٣	١ر٤	٢ر٣
مربع الشكل (الريح فى إتجاه الوتر)	١ر٠	١ر١	١ر٥
سداسى أو ثمانى - الشكل	١ر٠	١ر٢	١ر٤
دائـــــــــرى الشكل			
سطح أملس بدون نتوءات ($d`/d = 0.00$)	٥ر٠	٦ر٠	٧ر٠
سطح به نتوءات بنسبة ($d`/d = 0.02$)	٧ر٠	٨ر٠	٩ر٠
سطح به نتوءات بنسبة ($d`/d = 0.08$)	٨ر٠	١ر٠	١ر٢

جدول(٣-٢)

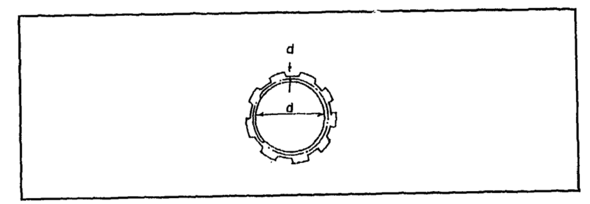
$d`$ = عمق النتوء

h = الارتفاع.

d = القطر أو البعد الأصغر للقطاع فى المسقط الأفقى.

٣ - ١ - ٥ عند حساب الأعمدة الحاملة للخزانات العلوية:

تؤخذ قيم الرياح باستخدام المعادلة (3-1) مع الأخذ فى الاعتبار قيم (C) من الجدول (٣ - ٢)



شكل (٣ - ٢) مسقط أفقى موضحاً عليه الأبعاد (d),(d`)

٣ - ٢ أحمال الرياح فى الكود العربى السورى الجديد ١٩٩٢ م:

٣ - ٢ - ١ أحمال الرياح :

يتم تقييم أحمال الرياح انطلاقاً من فرضية أساسية باعتبار أن الطاقة الحركية للرياح الناتجة عن سرعتها تتحول إلى طاقة ضغط إستاتيكى مكافئ بمجرد اصطدام الرياح بحاجز ثابت ولانهائى وفقاً للصيغة :

$$W_d = \frac{V^2}{1630} \ (KN/m^2)$$

حيث W_d = الضغط الاستاتيكى المكافىء لهبّة الرياح الناتجة عن سرعتها (KN/m^2)

V= تمثل سرعة الريح التصميمية وتقدر بالمتر فى الثانية .

تؤخذ قيم سرعات هبّات الرياح $(\bar{V}_k)$ من سجلات دوائر الأرصاد الجوية فى المنطقة المدروسة وتستخدم هذه القيم فى حساب سرعة الرياح التصميمية (V) ولكل اتجاه على حدة وفق مايلى .

أ - $V = V_k$ لتصميم المنشآت أو عناصر إكساء الواجهات التى يقل كل من بعدى واجهتها المدروسة عن ١٠م أو يساويه .

ب - $V= \frac{V_K}{1.35}$ لتصميم المنشآت التى يزيد أحد بعدى واجهاتها المدروسة عن ١٠ م ويقل عن ٢٠ م .

وينوه بأن هذه السرعة تقابل القيم المعطاه فى الأرصاد الجوية تحت تسمية الرياح العظمى .

جـ - $V= \frac{V_K}{1.45}$ لتصميم المنشآت التى يزيد أحد بعدى واجهاتها عن ٢٠ م أو يساويه .

تعرف الهبّة بأنها ريح تستمر لمدة أكثر من عشرين ثانية وسرعتها أكثر من

٨,٥ متر / ثانية على أن يكون الفرق فى سرعة الريح بين بداية الهبّة وأعظم سرعة فيها أكثر من ٤,٥ متر/ ثانية .

تقوم دوائر الأرصاد الجوية عادة باعطاء قيمة سرعة هبّة الرياح القصوى السنوية لمنطقة ما ، وكذلك إعطاء قيم سرعات هبّات الرياح السنوية القصوى للسنين التى تم فيها تسجيل فعلى لحركة الرياح فى منطقة ما مدروسة .

اعتماداً على القيم المعتمدة لسرعات هبّات الرياح السنوية القصوى تُعرّف سرعة الرياح المميزة المعتمدة فى التصميم بأنها : سرعة هبة الرياح التى لايمكن تجاوزها أكثر من مرة واحدة خلال خمسين عاماً متتالية ويرمز لها بالرمز (V_k) . أما إذا قلت الفترة المسجلة لسرعات هبات الرياح القصوى السنوية لمنطقة ما عن خمسين عاماً متتالية فيمكن تحديد سرعة الرياح المميزة المعتمدة فى التصميم باستخدام العلاقات الرياضية المناسبة ، وتؤخذ من المراجع المختصة فى الأرصاد الجوية .

وفى حالة عدم توفر معطيات إحصائية دقيقة عن سرعات هبّات الرياح القصوى فى المنطقة المدروسة فيمكن ،على نحو اعتبارى ، تقسيم المناطق تبعاً لسرعات هبّات الرياح المميزة المعتمدة فى التصميم على الشكل الموضح بالجدول (٣ - ٣) واعتبار قيم الضغط الديناميكى لهبّة الريح W_d الواردة فى نفس الجدول.

المنطقة	درجة	سرعة هبّة الريح (Vk)		الضغط الاستاتيكى المكافئ Wd (kN/m^2)
		كم / ساعة	متر / ثانية	
الأولى	قوية جداً	175	48.6	1.48
الثانية	قوية	150	41.6	1.08
الثالثة	معتدلة	125	34.7	0.75
الرابعة	ضعيفة	100	27.8	0.48

الجدول (٣ - ٣) تقسيم المناطق تبعاً لسرعة هبّة الريح

٣ - ٢ - ٢ الحساب الإستاتيكى للمنشآت على الرياح :

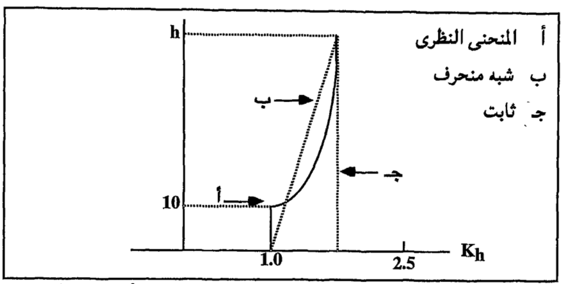
بينت التجارب أن التأثيرات الديناميكية لأحمال الرياح على المنشآت العادية والأبنية قليلة الارتفاع والتى لاتزيد النسبة بين ارتفاعها وعرض واجهتها المواجهة للرياح عن ٤ مرات صغيرة نسبياً ، حيث يمكن أخذ مفعول الرياح الكلى بصفة حمل ضغط ديناميكى منتظم وأفقى موزع على كامل عرض الواجهة المعرضة للرياح ويتأثر بجملة(مجموعة) من العوامل التى يتوجب إدخال تأثيرها فى الحساب وفق العلاقة التالية : $W_e = \alpha_o.K_h.K_s.W_d$

حيث :W_e = حمل ضغط الرياح الكلى المكافىء مقدراً بالـ (kN/m^2) المطبق على الواجهة المعرضة للرياح والمفروض تركيزه بصفة حمل إستاتيكى.

a_o = تمثل معامل السطح، ويتعلق بخشونة السطوح وعددها ، ويحدد من الجدول (٣ – ٤) .

شكل المسقط	عدد اضلاع المسقط n	α_o
مثلث أو مستطيل	$3 \le n \le 4$	1.30
مخمّس	$n = 5$	1.05
مضلع منتظم	$5 < n \le 20$	1.05 - 0.02 n
مضلع أو دائرة	$n > 20$	0.65

الجدول (٣ – ٤) قيم المعامل α_o



للتبسيط يمكن أخذ أحد التوزيعين المبسطين ب أو جـ بديلاً

عن التوزيع النظرى أ عندما يكون h أقل من ٥٠ متر .

الشكل (٣ - ٣)

K_h معامل علو المنشأ بالنسبة لمستوى الأرض ويحسب وفق العلاقة التالية :

$$K_h = 2.5 \left(1 - \frac{42}{h + 60} \right)$$

على أن تؤخذ $K_h = 1.0$ بالنسبة للجزء الذى يقل ارتفاعه عن عشرة أمتار عن مستوى الأرض ، كما هو مبين فى الشكل (٣ - ٣) .

K_s = معامل الموقع بالنسبة لحماية المنشأ من فعل الرياح أو من تعرضه لها ، وتؤخذ قيمه من الجدول التالى :

الموقع المتعرض للعواصف (شواطىء البحار ، رؤوس التلال ، الجزر)	$K_s = 1.30$
الموقع الإعتيادى متوسط التعرض (السهول)	$K_s = 1.00$
الموقع المحمى من العواصف سواء بالتلال أو بالعناصر الثابتة الأخرى .	$K_s = 0.80$

٣ - ٢ - ٣ تطبيق أحمال الرياح على المنشآت لدراسة الاستقرار والحساب العام للجملة (المجموعة) الإنشائية المقاومة للرياح وحساب عناصر الإكساء:

تؤثر الرياح خارجياً على السطوح المواجهة للرياح بأحمال دفع (+) موزعة ، بينما تؤثر على السطوح الأخرى بأحمال سحب (-) موزعة أيضاً .

أ - عند حساب أجزاء المنشأ المعرضة للرياح ، كالجدران غير الحاملة والإكساءات وعناصر الواجهات ، يتم تجميع أحمال الدفع على الوجه الخارجي للسطح مع أحمال السحب على الوجه الداخلي لنفس السطح كما هو في الشكل (٣ - ٤) .

جدار

وجه خارجي		وجه داخلي	
C_{ep} → (+) دفع		C_{is} → (-) سحب	$(C_{ep} - C_{is}) . K_h . K_s . W_d$

الشكل (٣ - ٤)

والتحقق بتجميع أحمال السحب على الوجه الخارجي للسطح مع أحمال الدفع على الوجه الداخلي للسطح نفسه أي كما هو في الشكل (٣ - ٥) .

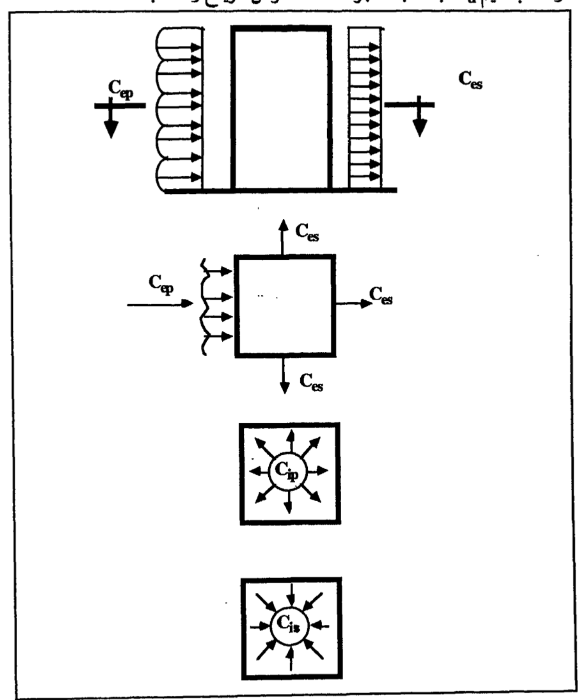
جدار

وجه خارجي		وجه داخلي	
C_{es} ← (-) سحب		C_{ip} ← (+) دفع	$(C_{es} - C_{ip}) . K_h . K_s . W_d$

الشكل (٣ - ٥)

وتؤخذ قيم وإشارات المعاملات: C_{ep}, C_{es}, C_{ip}, C_{is} من الجدول (٣ - ٥)

وتحسب قيم W_d تبعاً لأبعاد جزء المنشأ المعرض للرياح وفقاً للبند ٣ - ٢ - ١



الشكل (٣ - ٦)

ب - عند دراسة المنشأ (مهما كان شكله) على أحمال الرياح يؤخذ حمل ضغط الرياح المكافىء W_e وفق العلاقة الواردة فى البند ٣ - ٢ - ٢ وتعتبر مطبقة على المسقط الرأسى للسطح المواجه للرياح ولاتطبق أحمال على الوجوه الأخرى . على أنه فى حالة المنشآت ذات المساقط الأفقية المستطيلة ذات السطوح المستوية ، يمكن اعتبار أن المنشأ معرض لحمل دفع على الوجه الخارجي المواجه للرياح W_{ep} وحمل سحب على الوجه الخارجى الآخر المقابل W_{es} حيث :

$$W_{ep} = C_{ep} \cdot K_h \cdot K_s \cdot W_d$$

$$W_{es} = -C_{es} \cdot K_h \cdot K_s \cdot W_d$$

وتؤخذ قيم وإشارات المعاملين C_{es} , C_{ep} من الجدول (٣ - ٤) (أنظر الشكل التوضيحى ٣ - ٦).

وتحدد شدة حمل ضغط الرياح (دفع أو سحب) على الوجوه الداخلية للمنشآت على الشكل التالى وفق الشكل التوضيحى (٣ - ٧).

- المنشآت المغلقة :

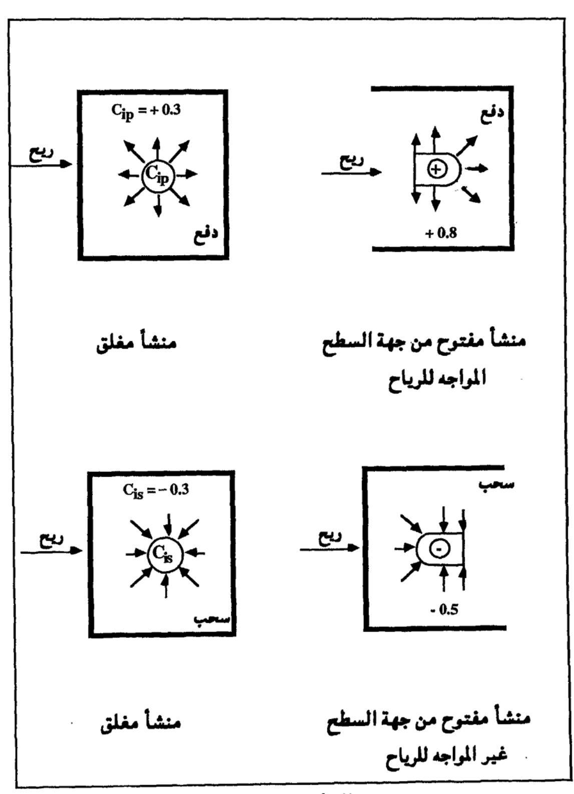
$$W_i = \pm\ 0.3\ K_h \cdot K_s \cdot W_d$$

- المنشآت المفتوحة من جهة السطوح المواجهة للرياح :

$$W_i = +\ 0.8\ K_h \cdot K_s \cdot W_d$$

- المنشآت المفتوحة من جهة السطوح غير المواجهة للرياح :

$$W_i = -\ 0.50\ K_h \cdot K_s \cdot W_d$$



$C_{ip} = +0.3$
ريح
C_{ip}
دفع
منشأ مغلق
دفع
ريح
+ 0.8
منشأ مفتوح من جهة السطح
المواجه للرياح
$C_{is} = -0.3$
ريح
C_{is}
سحب
منشأ مغلق
سحب
ريح
- 0.5
منشأ مفتوح من جهة السطح
غير المواجه للرياح

الشكل (٣ - ٧)

معامل الدفع على الوجه الخارجي لجزء المنشأ	$C_{ep} = +0.80$
معامل السحب على الوجه الخارجي لجزء المنشأ	$C_{es} = -(1.3\gamma - 0.8)$
معامل الدفع على الوجه الداخلي لجزء المنشأ	$C_{ip} = 0.6\,(1.8 - 1.3\gamma)$
معامل السحب على الوجه الداخلي لجزء المنشأ	$C_{is} = 0.6\,(1.3\gamma - 0.8)$

الجدول (٣ – ٥) قيم المعامل C

وتؤخذ $\gamma=1$ فى الأبنية العادية ، أما فى الأبنية العالية فيرجع للمراجع المختصة من أجل تحديد قيمتها .

جـ- أما فى الحالات الأخرى غير الواردة فى البنود أعلاه فيتوجب العودة إلى كود أو مرجع مختص يعالج هذه الحالات أو دراستها من قبل المهندس المصمم وعلى مسؤوليته .

د – فى المنشآت ذات الطابق الواحد كالمستودعات أو المعامل ... إلخ ذات السقف المثلثى أو المقوس (الشكل ٣ – ٨) وشرط أن يبقى العلو أكبر من ربع الضلع الأصغر ($h>0.25b$) تحدد أحمال ضغط الرياح كالآتى :

١ – يعد المنشأ معرضاً لحمل دفع على الوجه الخارجي للجدار المواجه للرياح W_{ep} وحمل سحب على الوجه الخارجي للجدار الآخر المقابل W_{es} حيث :

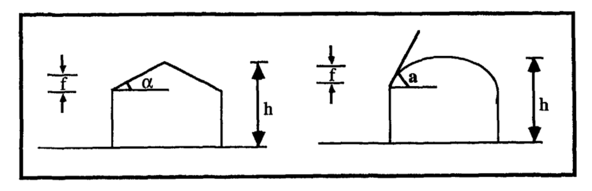
$$W_{ep} = 0.8.\,K_h.\,K_s.\,W_d \qquad \text{(دفع)}$$

$$W_{es} = -\,0.5.\,K_h.\,K_s.\,W_d \qquad \text{(سحب)}$$

٢ – تحدد شدة حمل ضغط الرياح على الوجه الخارجى للسقف المائل أو المثلثى أو المقوس وفق العلاقة التالية: $W_{ep} = C. K_h .K_s. W_d$
حيث تؤخذ قيم وإشارة المعامل من الجدول (٣ – ٦) .

	السطح المواجه للريح	السطح غير المواجه للريح	زاوية ميل السقف انظر الشكل (٣-٨)
	C	C	
السطح المائل أو المثلثى	$- 2 (0.25 + \frac{/a/}{100})$	$- 1.5 (0.333 + \frac{/a/}{100})$	$0 \leq \mid \alpha \mid \leq 10$
	$- 2 (0.45 - \frac{/a/}{100})$	$- 0.5 (+0.60+ \frac{/a/}{100})$	$10 \leq \mid \alpha \mid \leq 40$
السطح المقوس	$- 2 (0.45 - \frac{/a/}{100})$ بحيث لاتقل عن 0.80	$- 1.8 (0.0.40 – \frac{/a/}{100})$	$0 \leq \mid \alpha \mid \leq 10$
	$- 2 (0.50 - \frac{/a/}{100})$	$- 1.8 (0.40 _ \frac{/a/}{100})$	$10 \leq \mid \alpha \mid \leq 40$

الجدول(٣-٦)



الشكل (٣ – ٨)

٣ - ٢ - ٤ الحساب الديناميكي للمنشآت على الرياح :

تتعرض المنشآت النحيفة (التى لاتنطبق عليها الإشتراطات البعديه فى البنود السابقة) إلى تأثيرات ديناميكية بسبب فعل هبّات الرياح يتوجب أخذها بالحسبان.

ولأخذ أثرها يتوجب العودة الى كودات أو مراجع معتمدة متخصصة فى هذا المجال واعتمادها فى الحساب.

٣-٣ أحمال الرياح فى الكود العربى:

يعطى الكود العربى التوصيات التالية ، فيما يتعلق بالأحمال الناتجة عن دفع الرياح :

- يؤخذ تأثير الرياح فى المبانى العادية ذات الأدوار المتعددة ، والمسطح المستطيل (a x b) ، وذات الارتفاع (h) كأحمال ضغط إستاتيكى منتظم موزع على كامل عرض الواجهة المعرضة للرياح .

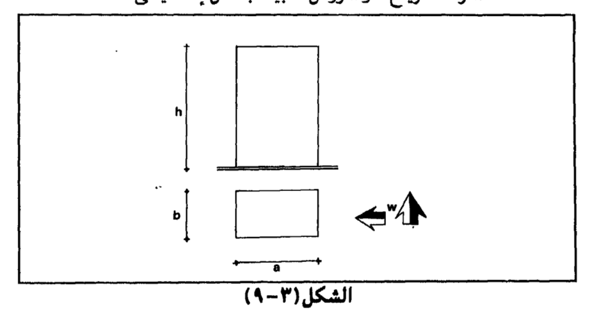
ويعطى هذا الضغط على ارتفاع (h) كمايلى :

$$W_i = (1.3 \cdot K_s \cdot K_h)\, W_d$$

وذلك مع اعتبار أن أبعاد المبنى المدروس تحقق: $a \geq b \geq 0.4\,a\ \&\ h \leq 4a$

حيث :

W_i = حمل ضغط الرياح (بالكيلو جرام لكل متر مربع) الناتج على الواجهة المعرضة للرياح ، والمفروض تطبيقه بشكل إستاتيكى .



الشكل(٣-٩)

K_s = معامل الموقع التابع لحماية المنشأ من التعرض للرياح .

ويقدر هذا المعامل على النحو التالى :

$K_s = 1.30$	المواقع المعرضة للعواصف (شواطىء البحار - رؤوس التلال - الجزر).
$K_s = 1.00$	المواقع العادية المتوسطة التعرض (السهول).
$K_s = 0.80$	المواقع المحمية من العواصف ، سواءً بالتلال أو بغيرها .

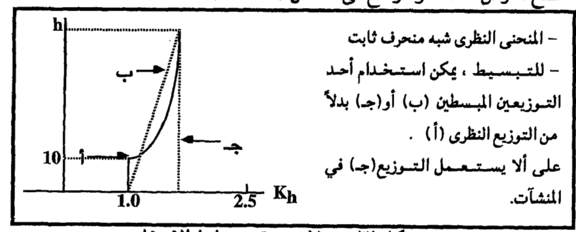
K_h= معامل ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض .ويعطى هذا المعامل بالعلاقة التالية ، على اعتبار أن (h) تمثل ارتفاع المستوى الذى يحسب عنده ضغط الرياح (بالمتر) عن سطح الأرض .

$$K_h = 2.5\left(1 - \frac{42}{h + 60}\right)$$

« وأساس هذه العلاقة يعود إلى القانون التالى ، وذلك من أجل ارتفاع (h) لايتجاوز (٥٠٠م) من سطح الأرض كحد أقصى ».

$$\frac{W_h}{W_{10}} = 2.5\left(\frac{h + 18}{h + 60}\right)$$

وعلى أن تؤخذ بالنسبة للجزء الذى يقل ارتفاعه عن عشرة أمتار من مستوى سطح الأرض ، كما هو موضح فى الشكل (٣ - ١٠) .



شكل (٣ - ١٠) تغير قيم معامل الارتفاع

W_d= حمل الضغط الديناميكى المعيارى أو القياسى للرياح الناتــج عــن سرعتـها . ويقدر بالكيلو جرام لكل متر مربع ، وذلك على ارتفاع قياسى قدره (١٠م) وهذا الحمل يمثل مقدار تحويل الطاقة الديناميكية للرياح بسبب السرعة (V) إلى طاقة إستاتيكية ، بمجرد اصطدامها بحاجز أو سطح ثابت ولانهائى وفقاً للصيغة:

$$W_d = \frac{V^2}{16} \ kg/m^2$$

حيث تؤخذ (V) بالمتر فى الثانية و (W_d) بالكيلو جرام لكل متر مربع . هذا ويوضح الجــدول (٣ - ٧) قيم (W_d) تبعاً لسرعة الرياح .

سرعة الرياح (Km/h)	50	75	100	125	150	175	200
سرعة الرياح (m/sec)	13.9	20.8	27.8	34.7	41.6	48.6	55.6
الضغط الديناميكى المعيارى (Kg/m^2)	12.1	27.0	48.3	75.3	108.2	148.0	193.2

الجدول (٣-٧)

- لقد استخرجت العلاقة السابقة من علاقة بيرنولى التالية:

$$W_d = \rho \cdot \frac{V^2}{2g}$$

حيث ρ = $1.222\ kg/m^2$ = الوزن النوعى للهواء الخالى من أكسيــد الكربون بحالة الضغط الجوى ودرجة الحرارة $15\ C^{\circ}$

g = عجلة الجاذبية الأرضية = $9.8\ m/sec^2$

كما أعطى الكود العربى قيم الضغط الديناميكى تبعاً لسرعات الرياح، وذلك بحسب مناطق أربعة صنفت على النحو التالى :

رقم المنطقة	طبيعة الرياح (الدرجة)	سرعة الرياح علي ارتفاع١٠م		قيمة الضغط الديناميكى Kg/m²
		Km/h	m/sec	
المنطقة الأولى	قوية جداً	175	48.6	148
المنطقة الثانية	قوية	150	41.6	108
المنطقة الثالثة	معتدلة	125	34.7	75
المنطقة الرابعة	ضعيفة	100	27.8	48

الجدول (٣-٨)

★ إذن يجب أخذ تأثير الرياح فى الاعتبار عند حساب المبانى العادية فى الحالات التالية :

١ - إذا زاد عدد الأدوار بما فيها البدروم عن ثمانية أدوار. أو زاد الارتفاع الكلى بما فى ذلك البدروم عن ضعفى البعد الأفقى الأدنى المعتبر فى اتجاه حساب الرياح. وتعتبر الرياح ممكنة الحدوث فى كافة الاتجاهات .

٢ - إذا كان الدور الأرضى مرفوعاً على أعمدة ، دون وجود جدران قاطعة ، وزاد عدد الأدوار فوق الأرضى عن خمسة ، وكان الارتفاع الكلى للمبنى بما فيه البدروم أكثر من مرة ونصف البعد الأفقى الأدنى المعتبر فى اتجاه حساب الرياح .

★ أما من حيث تأثير ضغط الرياح على المنشآت الأخرى المنخفضة ، أو المنشآت ذات الأسقف المائلة، والتى تتحقق فيها العلاقــة (h>0.25b) حيث (b) البعد الأصغر فى المقطع الأفقى . فيعتمد الجدول (٣ - ٩) التالى لحساب قيمة الضغط الديناميكى (W_d) . مع اعتبار إشارة (+) لحالة الضغط والـ (-) لحالة الشد .

قيمة الضغط الديناميكى (W_d) على الوجهين وفقاً لزاوية ميل السقف (α) (+) للضغط (-) للشد

زاوية ميل السقف بالدرجات (α)	المساحة المواجهة للرياح	المساحة غير المواجهة للرياح
٢٠ أو أقل	+ 0.7 Wd	- 0.6 Wd
٢٠ - ٣٠	- (2.1 - 0.07 α) Wd	- 0.6 Wd
٣٠ - ٦٠	+ (0.9 - 0.03 α) Wd	- 0.6 Wd
أكبر من ٦٠	+ 0.9 Wd	- 0.6 Wd

W ضغط + سحب –

الجدول(٣-٩)

- أما فى المنشآت دائرية المقطع والمعرضة للرياح، فتعتمد القيم أعلاه بعد تخفيضها بمعامل قدره ($\frac{٢}{٣}$)
- إذا كان المنشأ المدروس مفتوحاً فى أعلاه ومعرضاً لسحب عمودى ، فيجب أخذ ذلك فى الاعتبار، وإضافة قيمة هذا السحب إلى قيمة الضغط .

٣ - ٤ أحمال الرياح فى الكود البريطانى:

ينصُّ الكود البريطانى (C.P.3) فى الجزء الثانى منه على مايلى :

١ - تحدد سرعة الرياح التى يتم على أساسها حساب الضغط على المنشآت العالية من خلال المعلومات المأخوذة عن عاصفة تهب لمدة ثلاث ثوانى ، ولمرة واحدة على الأقل فى كل (٥٠) سنة . مقاسة على ارتفاع معيارى قدره (١٠م) عن منسوب سطح الأرض الطبيعية .

وتزداد هذه السرعة طردياً مع زيادة الارتفاع (h) الواجب حساب ضغط الرياح عنده .

٢ - ترتبط سرعة الرياح المميزة (Vs) والتى تدخل فى حساب الضغط الناتج على المنشأ ، بطبيعة الموقع، وارتفاع المنشأ المدروس ، ودرجة تعرضه للرياح. على حين يرتبط الضغط المنوه عنه بشكل وأبعاد السطح المعرض للرياح. ويتناسب طردياً مع مربع سرعتها .

٣ - تعطى السرعة المميزة (Vs) بالعلاقة :

$$Vs = V.S1.S2.S3 \qquad m/Sec$$

حيث :

V = سرعة الرياح الأساسية (المقاسة) (متر فى الثانية) . وهى تحدد فى بريطانيا من خلال خريطة جغرافية وزعت عليها قيم سرعة الرياح الاحتمالية فى المناطق المختلفة .

S1= معامل يرتبط بطبيعة الموقع من النواحى الطبوغرافية .

0.9= S1 فى المناطق المحمية والوديان المنخفضة .

1.0= S1 فى السهول والمواقع العادية متوسطة التعرض .

1.1= S1 فى القمم والمرتفعات والميول المعرضة للرياح.

S2= معامل يتعلق بكل من ارتفاع المنشأ وطبيعة المنطقة المقام فيها . ويؤخذ من الجدول (٣ - ١٠) .

S3 = معامل إحصائى يرتبط باحتمال طول حياة المنشأ المدروس واحتمال نوعية الرياح والعواصف التى يمكن أن يتعرض لها خلال تلك الفترة.

ويؤخذ عادة مساو للواحد ، إذا كان احتمال تجاوز سرعة الرياح التصميمية وارد لمرة واحدة كل خمسين سنة .

٤ - يعطى ضغط الرياح المميز (Wk) الناتج عن السرعة المميزة (Vs) بالعلاقة :

$$W_k = 0.613\ V_s^2$$

حيث تقدر (Vs) بالمتر فى الثانية ، (Wk) بالنيوتن على المتر المربع.

المنشأ		طبيعة الموقع	الأرتفاع المدروس في المنشأ (متر) اعتباراً من سطح الأرض															ملاحظات
			5	10	15	20	30	40	50	60	80	100	120	140	160	180	200	
تغطية سقفية		أ	0.88	1.00	1.03	1.06	1.09	1.12	1.14	1.15	1.18	1.20	1.22	1.24	1.25	1.26	1.27	يمثل الرمز (أ) منطقة مفتوحة غير محمية.
		ب	0.79	0.93	1.00	103	1.07	1.10	1.12	1.14	1.17	1.19	1.21	1.22	1.24	1.25	1.26	
		جـ	0.70	0.78	0.80	0.95	1.01	1.05	1.08	1.10	1.13	1.16	1.18	1.20	1.21	1.23	1.24	يمثل الرمز (ب) منطقة مفتوحة بوجود أشجار بمواقع متفرقة مخمدة للرياح.
		د	0.60	0.67	0.74	0.79	1.90	0.97	1.02	1.05	1.10	1.13	1.15	1.17	1.19	1.20	1.22	
أبعاد المنشأ العظمى الأفقية أو الرأسية	أقل من ٥٠ متر	أ	0.83	0.95	0.99	1.01	1.05	1.08	1.10	1.12	1.15	1.17	1.19	1.20	1.22	1.23	1.24	
		ب	0.74	0.88	0.95	1.98	1.03	1.06	0.09	1.10	1.13	1.16	1.18	1.19	1.21	1.22	1.24	يمثل الرمز (جـ) الضواحي الصغيرة وأطراف المدن الكبيرة مع وجود كثافة للأشجار كمصدات للرياح.
		جـ	0.65	0.74	0.83	0.90	0.97	1.01	1.04	1.08	1.10	1.12	1.15	1.17	1.18	1.20	1.21	
		د	0.55	0.62	0.69	0.75	0.85	1.93	0.98	1.02	1.07	1.10	1.13	1.15	1.17	1.19	1.21	
	أكبر من ٥٠ متر	أ	0.78	0.90	0.94	0.96	1.00	1.03	1.06	1.08	1.11	1.13	1.15	1.17	1.19	1.20	1.21	
		ب	0.70	0.83	1.91	0.94	0.98	1.01	1.04	1.06	1.09	1.12	1.14	1.16	1.18	1.19	1.21	يمثل الرمز (د) مركز المدن الكبيرة المحمية بشكل جيد.
		جـ	0.60	0.69	0.78	0.85	0.92	0.96	1.00	1.02	1.06	1.09	1.11	1.13	1.15	1.17	1.19	
		د	0.50	0.58	0.64	0.70	0.79	0.89	0.94	0.98	1.03	1.07	1.10	1.12	1.14	1.16	1.18	

الجدول (٣-١٠)

حساب قيمة S_2

وتترجم العلاقة الخاصة بحساب W_k عددياً كما فى الجدول (٣ - ١١) .

V_s m/sec	W_k N/m^2	V_s m/sec	W_k N/m^2	V_s m/sec	W_k N/m^2	V_s m/sec	W_k N/m^2	V_s m/sec	W_k N/m^2
10	61	22	297	34	709	46	1300	58	2060
12	81	24	353	36	794	48	1410	60	2210
14	120	26	414	38	885	50	1530	62	2360
16	157	28	481	40	981	52	1660	64	2510
18	199	30	552	42	1080	54	1790	66	2670
20	245	32	628	44	1190	56	1920	68	2830
								70	3000

الجدول (٣ - ١١)

حساب قيمة W_k

أما الضغط الحسابى المطبق على الأسطح غير المحتوية على فتحات (جدران خارجية أو أسقف مصمتة) فيحسب من العلاقة .

$$Wu_1 = W_k \cdot C_{p_e}$$

حيث : C_{p_e} = معامل الضغط الخارجى للأسطح المعرضة للرياح . وكذلك يجرى حساب الضغط الحسابى على الأسطح الداخلية المنفذة (المحتوية على فتحات) .

$$Wu_2 = W_k \cdot C_{p_i}$$

C_{p_i} = معامل الضغط الداخلى للأسطح المعرضة للرياح .

وللحصول على الضغط الحسابى الإجمالى تجمع الضغوط المذكورة جمعاً جبرياً.

تؤخذ قيم معاملى الضغط الداخلى والخارجى (Cpe, Cpi) من الجدول رقم (٣ - ١٢)أما الجدول(٣ - ١٣) فيعطى العامل (Cf) الذى يدعى بمعامل القوة الإجمالية

والذى يمكن إستخدامه بدلاً من المعامل (Cp) المذكور أعلاه فى الحالات الموضحة.

قيمة معامل الضغط الخارجى (C_{pe}) للمنشآت المستطيلة المقطع وسقف أخير أفقي				
أبعاد المنشأ		$h \leq 0.5a$	$0.5a < h \leq 1.5a$	$1.5a < h \leq 6a$
$a < b \leq 1.5a$		W ↓ +0.7 - 0.5 - 0.5 - 0.2	W ↓ +0.7 - 0.6 - 0.6 - 0.25	W ↓ +0.8 - 0.8 - 0.8 - 0.25
$1.5a < b \leq 4a$		W ↓ +0.7 - 0.6 - 0.6 - 0.25	W ↓ +0.7 - 0.7 - 0.7 - 0.3	W ↓ +0.7 -0.7 - 0.7 - 0.4
$a < b \leq 1.5a$		W → - 0.5 + 0.7 - 0.1 - 0.5	W → - 0.6 +0.7 - 0.25 - 0.6	W → - 0.8 + 0.8 - 0.25 - 0.8
$1.5a < b \leq 4a$		W → - 0.5 + 0.7 - 0.1 - 0.5	W → - 0.5 + 0.7 - 0.1 - 0.5	W → - 0.5 + 0.8 - 0.1 - 0.5
التغطية السقفية	$a \leq b < 1.5a$	- 0.8	- 1.1	- 1.2
	$1.5a \leq b < 4a$	- 1.0	- 1.1	- 1.2

قيمة معامل الضغط الخارجى (C_{pi})		
نوع الأسطح المعرضة / إتجاه الرياح	الوجوه الأربعة غير منفذه	وجهان متقابلان منفذان ووجهان متقابلان غير منفذين
الرياح على الوجه غير المنفذ	- 0.3	- 0.3
الرياح على الوجه المنفذ	-----	+0.2

b = طول مسقط المبنى   a = عرض مسقط المبنى   h = ارتفاع المبنى

الجدول (٣-١٢)

معامل القوة الكلية C_f للمقاطع المختلفة

b, a, h طول وعرض وإرتفاع المنشأ ، r نصف قطر زاوية المقطع ، Vs سرعة الرياح المميزة

شكل وخصائص المقطع ←	W → دائرة		W → مثمن	W → مثلث		W → مثلث
النسبة h/b ↓	Vs. 6 ≥ 6 للسطح الناعم	لكافة الأسطح Vs. b<6 وللسطح الخشن Vs. b≥ 6	--	b = 12 r	b = 48 r	b= 48r و b= 12 r
> 1.0	0.5	0.7	1.0	0.8	0.7	1.2
> 2.0	0.5	0.7	1.1	0.8	0.8	1.2
5	0.5	0.8	1.2	1.0	0.9	1.4
10	0.5	0.9	1.2	1.1	1.0	1.6
20	0.6	1.0	1.3	1.2	1.1	1.7
∞	0.6	1.2	1.4	1.4	1.3	2.1

شكل وخصائص المقطع	W → مربع b = 6 r		W → معين	W → مستطيل (1، 2)	W → مستطيل (2، 1)
النسبة h/b	Vs. b < 10	Vs. b ≥ 10	a = 48r و a = 12 r	b = 12 r	b = 6 r
> 1.0	0.8	0.5	0.9	0.9	0.5
> 2.0	0.8	0.5	0.9	1.0	0.5
5	0.9	0.5	1.1	1.1	0.5
10	1.0	0.6	1.2	1.2	0.6
20	1.0	0.6	1.3	1.5	0.6
∞	1.0	0.6	1.6	1.9	0.7

الجدول (٣-١٤)

٥ - لحساب القوة الإجمالية المطبقة على كامل المبنى بشكل أفقى ، يجرى تقسيم الإرتفاع الكلى إلى أقسام بارتفاعات جزئية ، وتحسب كل من (Vs) سرعة الرياح المميزة و (Wk) ضغط الرياح المميز فى أعلى كل منسوب أو جزء معتبر . حيث تعطى القوة الأفقية مقدرة بالنيوتين فى هذه الحالة :

$$F = W_k . C_f . A$$

حيث : A = مساحة السطح المعرض للرياح (متر مربع).

وتجمع القوى لتعيين محصلتها جمعاً شعاعياً .

٦ - تحدد قوى دفع الرياح الأفقية فى منشآت الصوارى والمداخن والمآذن والأبراج ، وماشابه ذلك . من حاصل ضغط الرياح الأفقى المعتبر ، بمساحة القسم البارز الرأسى ، مع تحقيق شرط عامل الأمان ضد الإنقلاب بما لايقل عن (١,٥) .

ويجوز أيضاً فى مثل هذه الحالات ، تقسيم المنشأ المدروس الى إرتفاعات جزئية كما ورد فى البند (٥) أعلاه ، مع إستخدام الجدول (٣ - ١٣) لتعيين معامل الشكل للمقاطع المختلفة .

★ **الخلاصة :**

نوجز خطوات الحساب السالفة الذكر ،للحصول على القوة الكلية الناتجة عن ضغط الرياح ، المؤثرة على كامل المنشأ ، على النحو التالى :

يجرى تقسيم المبنى المراد دراسته إلى إرتفاعات جزئية ، وتعين القوة المؤثرة على كل جزء على حدة حسب الترتيب التالى :

أ - يحسب ضغط الرياح المميز من العلاقة $W_K = 0.613V_S^2$ وذلك بالإستعانة بقيم سرعة الهّبات التى تتكرر كل ٥٠ سنة من الجدول

(٣ -١١) مباشرة .

$$W_k = 0.613\ V^2s$$

$$V_s = V.S_1 . S_2 . S_3$$

ب - نوجد قيم معاملى الضغط الخارجى والداخلى (Cpi , Cpe) من الجدول (٣ -١٢) ، والموافقين للحالة المعتبرة.

جـ -تحُسب قوة الرياح الكلية، والمطبقة على المساحة (A) من المنشأمن العلاقة :

$$F=W_k.A(C_{pe1} - C_{pe2})$$

C_{pe1} = معامل الضغط الخارجى على الوجه الخلفى عكس إتجاه الرياح .

حيث : C_{pe2} = معامل الضغط الخارجى على الوجه الأمامى فى إتجاه الرياح .

د - تُجمع القوى المؤثرة على الإرتفاعات الجزئية جمعاً شعاعياً للحصول على القوة الإجمالية . مع ملاحظة أنه :

يمكن إلى جانب الأمان إعتبار قيمة واحدة لـ (W_k) مطبقة فى قمة المنشأ .

هـ - تحسب قوة الرياح التى تطبق على السقف الأخير من العلاقة :

$$F= W_k.A\ (C_{pe} - C_{pi})$$

★★ ويمكن بطريقة ثانية إستخدام الجدول (٣ -١٣) واعتبار أن قوة الرياح الإجمالية والمطبقة على المساحة (A) كمايلى :

$$F= W_k.A.C_f$$

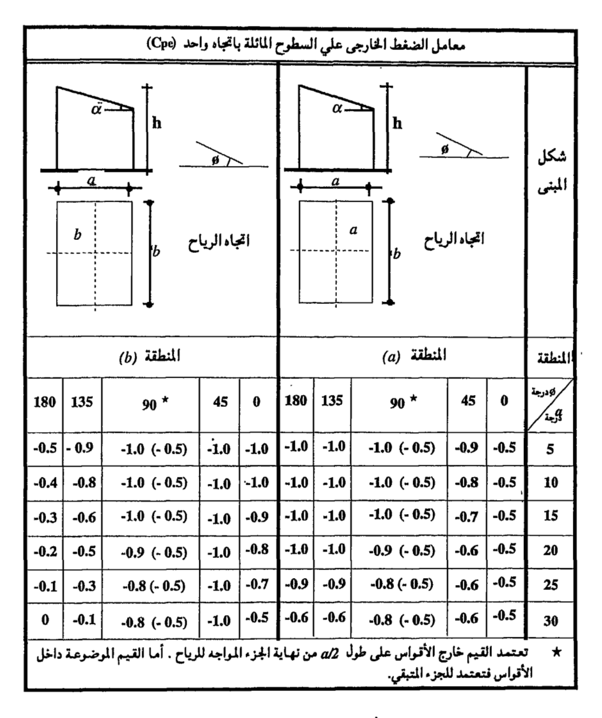
★ **ملاحظة :**

فى المبانى ذات الارتفاع المنخفض ، أو المبانى الأخرى ، التى يميل فيها

السقف الأخير عن الأفقى بزاوية معينة ، نستطيع استخدام الجدول (٣ -١٤) . لتحديد قيمة معامل الضغط الخارجى (Cpe) ، وبالتالى تحديد قوى الرياح المؤثرة على هذه الأسقف .

معامل الضغط الخارجى علي السطوح المائلة بالاتجاهين (Cpe)												
شكل المبنى	h α a				h α a				h α a			
نسب أبعاد المبنى	b= طول المبنى a= عرض المبنى $6a \geq h > 1.5\ a$				b= طول المبنى a= عرض المبنى $1.5 \geq h > 1.5\ b$				b= طول المبنى a= عرض المبنى $h > 0.5\ a$			
اتجاه الرياح	موازية للمبنى		عمودية على المبنى		موازية للمبنى		عمودية على المبنى		موازية للمبنى		عمودية على المبنى	
السطح المدروس / a زاوية الميل بالدرجات	الميل عكس اتجاه الرياح	الميل في اتجاه الرياح	الميل عكس اتجاه الرياح	الميل في اتجاه الرياح	الميل عكس اتجاه الرياح	الميل في اتجاه الرياح	الميل عكس اتجاه الرياح	الميل في اتجاه الرياح	الميل عكس اتجاه الرياح	الميل في اتجاه الرياح	الميل عكس اتجاه الرياح	الميل في اتجاه الرياح
0	-0.7	-0.9	-0.6	-0.7	-0.6	-1.0	-0.6	-0.8	-0.4	-0.8	-0.4	-0.8
5	-0.8	-0.8	-0.6	-0.7	-0.6	-0.9	-0.6	-0.9	-0.4	-0.8	-0.4	-0.9
10	-0.8	-0.8	-0.6	-0.7	-0.6	-0.8	-0.6	-1.1	-0.6	-0.8	-0.4	-1.2
20	-0.8	-0.8	-0.6	-0.8	-0.6	-0.8	-0.5	-0.7	-0.6	-0.7	-0.4	-0.4
30	-0.7	-0.8	-0.5	-1.0	-1.8	-1.8	-0.5	-0.2	-0.6	-0.7	-0.4	0
40	-0.7	-0.8	-0.5	-0.2	--	--	--	--	--	--	--	--
45	--	--	--	--	0.8	0.8	0.5	+0.2	+0.6	0.7	0.5	+0.3
50	-0.7	-0.8	-0.5	+0.2	--	--	--	--	--	--	--	--
60	-0.7	-0.8	-0.5	+0.5	-0.8	-0.8	-0.5	+0.6	-0.6			

الجدول(٣-١٤)الحالةالأولى



معامل الضغط الخارجي على السطوح المائلة باتجاه واحد (Cpe)

شكل المبنى	المنطقة (a)					المنطقة (b)				
ø درجة / α درجة	0	45	90 *	135	180	0	45	90 *	135	180
5	-0.5	-0.9	-1.0 (- 0.5)	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0 (- 0.5)	- 0.9	-0.5
10	-0.5	-0.8	-1.0 (- 0.5)	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0 (- 0.5)	-0.8	-0.4
15	-0.5	-0.7	-1.0 (- 0.5)	-1.0	-1.0	-0.9	-1.0	-1.0 (- 0.5)	-0.6	-0.3
20	-0.5	-0.6	-0.9 (- 0.5)	-1.0	-1.0	-0.8	-1.0	-0.9 (- 0.5)	-0.5	-0.2
25	-0.5	-0.6	-0.8 (- 0.5)	-0.9	-0.9	-0.7	-1.0	-0.8 (- 0.5)	-0.3	-0.1
30	-0.5	-0.6	-0.8 (- 0.5)	-0.6	-0.6	-0.5	-1.0	-0.8 (- 0.5)	-0.1	0

★ تعتمد القيم خارج الأقواس على طول a/2 من نهاية الجزء المواجه للرياح . أما القيم الموضوعة داخل الأقواس فتعتمد للجزء المتبقي.

الجدول(٣ - ١٥) الحالة الثانية

٣ - ٥ احمال الرياح فى المواصفات الامريكية :

نص الكود الأمريكى ANSI A58.1. الصادر عن جمعية المهندسين المدنيين الأمريكية فى فصله السادس على أحمال الرياح المستخدمة فى المبانى .

٣ - ٥ - ١ عـام :

توصف حـالات تحديد أحمال الرياح على المبانى ، والمنشآت الأخرى فى الفقرات التالية ، تستخدم هذه الفقرات لإيجاد حسابات أحمال الرياح فى نظم مقاومة قوة الرياح .

هناك بعض الدلائل المحددة لاستخدام اختبارات نفق الرياح ؛ لتحديد أحمال الرياح والاستجابة الإنشائية للمبانى ، أو المنشآت ذات الأشكال الهندسية غير المنتظمة وذلك فى المبانى ذات الاعتبار الخاص ، أو فى الحالات التى يجب أن تكون فيها أحمال الرياح أكثر دقة .

٣ - ٥ - ١ - ١ احمال الرياح اثناء مراحل التشييد والبناء :

تضاف التقوية الملائمة لمقاومة أحمال الرياح على المكونات الإنشائية أثناء مراحل التشييد والبناء .

٣ - ٥ - ١ - ٢ الانقلاب والانزلاق :

يجب ألا يزيد العزم العكسى الناتج عن حمل الرياح $\frac{٢}{٣}$ العزم الناتج من الحمل الميت إلا إذا تم تثبيت البناء أو الإنشاء لمقاومة العزم الزائد .

وعندما تكون المقاومة الكلية الناتجة من الاحتكاك غير كافية لمنع الانزلاق ، تضاف قواعد الربط والإرساء لمقاومة قوة الانزلاق الزائد .

٣ - ٥ - ٢ تعريفات :

تنطبق التعريفات التالية على الاشتراطات الواردة فى هذا الجزء .

سرعة الرياح الأساسية (V) : أعلى سرعة للرياح عند ٣٣ قدم فوق سطح الأرض(١٠م) ، تقدر دقة الاحتمال السنوى بـ 0.02 .

المبانى : المنشآت التى تغطى المساحة المدروسة .

العناصر والتكسيات : العناصر الإنشائية التى تحمل مباشرة أحمال الرياح ، أو تستقبل أحمال الرياح للمنشآت . وتنقل هذه الأحمال إلى نظام مقاومة قوة الرياح الرئيسية .

قوة التصميم(F) : القوة الاستاتيكية المكافئة والمستخدمة فى حساب أحمال الرياح للمنشآت غير المغلقة ، و المنشآت (يطلق عليها هنا المنشآت الأخرى)، ويوضع فرض للقوة بأن يكون فعلها على المبنى الكلى أو العناصر فى الاتجاه الموازى للرياح ، ويختلف تقدير هذه القوة طبقًا للارتفاع ، وطبقاً لضغط السرعة q_z محسوبة على ارتفاع قدره z .

ضغط التصميم(p) : الضغط الاستاتيكى المكافئ والمستخدم فى حساب أحمال الرياح على المبانى ، ويفترض أن يكون الضغط فى اتجاه عمودى على السطح ، ويحدد كما يلى :

p_z = الضغط المتغير الذى يتغير مع الارتفاع ، وطبقاً لضغط السرعة q_z ، والذى تم تقديره عند ارتفاع z ، أو

p_h = الضغط المنتظم بالنسبة للارتفاع والمحدد عن طريق ضغط السرعة q_h والمقدرة عند الارتفاع المتوسط للسطح h .

المبانى والمنشآت المرنة :

المبانى النحيفة والمنشآت الأخرى ، ذات الارتفاع الذى يفوق ٥ أضعاف البعد الأفقى الأدنى ، أو التردد الطبيعى الأساسى أقل من 1 Hz ، وفى الحالات

التى تكون فيها الأبعاد الأفقية مختلفة مع الارتفاع يستخدم أقل بعد أفقى عند منتصف الارتفاع .

معامل الأهمية(I) : معامل لحساب درجة الخطورة إلى حياة الإنسان وأهمية استخدام المنشأ .

نظام مقاومة قوة الرياح الرئيسية : تجمع العناصر الإنشائية الرئيسية لإضافة دعامة للأعضاء الثانوية ، ويستقبل النظام الرئيسى أحمال الرياح من الأماكن البعيدة بطريقة نسبية ، ومثال ذلك : الإطارات المدعمة ، والإطارات الصلبة ، والجمالون الفراغى ، وحواجز الأسقف والأسطح ، وحوائط القص .

منشآت أخرى : المبانى والمنشآت غير المغلقة .

المساحة الفرعية(A) : تستقبل هذه المساحة أحمال الرياح التى يفترض كونها قائمة على تدعيم من العنصر الإنشائى المأخوذ فى الاعتبار .

فى المساحة الفرعية المستطيلة الشكل يجب ألا يقل العرض عن ثلث الطول.

٣ - ٥ - ٣ الرموز وعلامات الترقيم:

تقدم الرموز وعلامات الترقيم التالية للاستخدام فى هذا الجزء :

A = المساحة الفرعية (قدم^٢) .

a = عرض منطقة الضغط (قدم) .

A_f = مساحة المنشآت الأخرى أو المكونات فى الاتجاه العمودى على اتجاه الرياح (قدم^٢) .

B = البعد الأفقى للمبانى أو المنشآت الأخرى ، مقاسًا فى اتجاه عمودى على اتجاه الرياح (قدم) .

C_D = معامل مركبة القوة الأفقية لقوة الرياح على البرج .

C_f = معامل القوة المستخدمة فى حساب أحمال الرياح للمنشآت الأخرى .

C_L = معامل القوة لأجزاء المصعد لقوة الرياح على البرج .

C_p = معامل الضغط الخارجى المستخدم فى حساب أحمال الرياح على المبانى .

C_{pi} = معامل الضغط الداخلى المستخدم فى حساب أحمال الرياح على المبانى .

D = قطر المنشأ الدائرى أو العنصر (قدم) .

D = عمق العناصر البارزة (قدم) .

F = قوة رياح التصميم (رطل) .

f = قيمة التردد الأساسية للاهتزازات (هيرتز) .

G = معامل الاستجابة لهبة الرياح أو العاصفة .

$\overline{G}$ = معامل استجابة نظام مقاومة قوة الرياح فى المبانى والمنشآت المرنة لهبة الرياح أو العاصفة .

G_h = معامل استجابة نظم مقاومة قوة الرياح الرئيسية لهبة الرياح أو العاصفة مقدراً على ارتفاع (z = h) .

G_z = معامل استجابة المكونات والتغطيات لهبة الرياح أو العاصفة ، المقدر عند ارتفاع Z فوق سطح الأرض .

GC_p = ناتج ضرب GxCp .

GC_{pi} = ناتج ضرب GxCpi .

h = ارتفاع السطح المتوسط للبناء أو ارتفاع المنشأة الأخرى ، وذلك باستثناء احتمال استخدام الارتفاع الكلى (إلى رفرف السطح) ، وذلك على ألا يقل انحدار السطح ، عن ١٠ درجة / قدم .

I = معامل الأهمية .

K_z = معامل ضغط السرعة المعرضة عند ارتفاع Z .

L = البعد الأفقى للمبنى أو المنشأة الأخرى الموازية لاتجاه الرياح مقاساً فى اتجاه موازى لاتجاه الرياح (قدم) .

M = البعد الأكبر للافتة (قدم) .

N = البعد الأصغر للافتة (قدم) .

p = ضغط التصميم المستخدم فى حساب أحمال الرياح للمبانى (رطل/قدم٢).

p_h = ضغط التصميم المحسوب على ارتفاع $z = h$ (رطل/قدم٢) .

p_z = ضغط التصميم الذى تم تقديره عند ارتفاع z فوق سطح الأرض (رطل/قدم٢) .

q = ضغط السرعة (رطل/قدم٢) .

q_h = ضغط السرعة الذى تم تقديره عند ارتفاع $z = h$ (رطل/قدم٢) .

q_z = ضغط السرعة الذى تم تقديره عند ارتفاع z فوق سطح الأرض (رطل/قدم٢) .

r = نسبة الارتفاع إلى البحر للأسطح القوسية .

V = سرعة الرياح الأساسية الناتجة من (الشكل ٣-١١) ، وجدول (٣-١٦) ، ميل/ساعة

X = المسافة من مركز الضغط للحافة المقابلة للرياح (قدم) .

z = الارتفاع فوق سطح الأرض (قدم) .

ε = نسبة المساحة الصلبة للمساحة الكلية من اللافتة المفتوحة ، ووجه البرج الجمالونى ، أو المنشأة المتشابكة .

θ = زاوية ميل السقف الأفقية مقاسة بالدرجات .

v = نسبة الارتفاع إلى العرض فى اللافتة .

ϕ = الزاوية بين اتجاه الرياح والبرج بالدرجات .

٣-٥-٤ حساب أحمال الرياح :

٣-٥-٤-١ عـام :

أحمال الرياح التصميمية على للمبانى والمنشآت الأخرى ، ككل أو العناصر

المفردة أو التكسيات ، ويحسب باستخدام إحدى الطرق التالية :

١- الطريقة التحليلية طبقاً لما جاء فى الفقرة (٣-٥-٤-٣).

٢- طريقة نفق الرياح طبقاً لما جاء فى الفقرة (٣-٥-٤-٤).

٣-٥-٤-٣ الطريقة التحليلية :

سيتم تحديد ضغط الرياح وقوى رياح التصميم للمبانى والمنشآت الأخرى طبقًا للمعادلات المذكورة فى جدول (٣-١٦)، باستخدام الطريقة التالية :

١ - تحديد ضغط السرعة q (qz أو qh) طبقاً لاشتراطات الجزء الخاص بسرعة الضغط .

٢ - معامل الاستجابة لهبة الرياح أو العاصفة G المحدد ، طبقاً لما جاء فى الفقرة الخاصة بها .

٣ - الضغط الملائم أو معادلات القوة ، التى تم اختيارها من الفقرة الخاصة بها .

المعادلات التى جاءت فى (جدول ٣-١٦) لحساب :

١ - حمل الرياح على نظم مقاومة قوة الرياح الأساسية .

٢ - حمل الرياح على العناصر المنفردة والتكسيات .

أقل حد لحمل رياح التصميم :

لا يقل حمل الرياح المستخدم فى تصميم نظام مقاومة قوة الرياح الأساسية ، فى المبانى والمنشآت الأخرى عن (١٠ رطل/قدم٢) × مساحة المبنى أو المنشأة ، فى اتجاه رأسى عمودى على اتجاه الرياح .

يؤخذ فرق الضغط بين الأوجه المقابلة فى الاعتبار فى حساب أحمال رياح التصميم للعناصر والتكسيات للمبانى ، على ألا يقل الضغط عن (١٠رطل/قدم٢) فى أى اتجاه عمودى على السطح .

لا يقل حمل الرياح المستخدم فى تصميم العناصر والتكسيات للمنشآت الأخرى عن (١٠ رطل/قدم٢) × المساحة المسقطة Af .

حدود الطريقة التحليلية :

إن ما جاء فى الفقرة السابقة ينطبق على معظم المبانى والمنشآت الأخرى، لكن لابد للمصمم أن يحتاط فى الحكم المطلوب لهذه المبانى والمنشآت ذات الأشكال الهندسية غير المنتظمة ، وسمات الاستجابة لشدة الرياح ، وكذلك الاعتبارات الخاصة .

وفى مثل هذه المواقف على المصمم أن يرجع للتدوين المميز للوثائق المتعلقة بآثار حمل الرياح أو يستخدم طريقة نفق الرياح الواردة فى الفقرة التالية .

المبانى :

مثال للمبنى ذى الشكل الهندسى غير المنتظم ؛ حيث تطبق اشتراطات الفقرة السابقة (القبة) .

منشآت أخرى :

مثال لمنشآت أخرى ، حيث لا تكون اشتراطات الطريقة التحليلية قابلة للتطبيق (الكبارى) .

المبانى والمنشآت المرنة :

تأخذ الاشتراطات التى جاءت فى فقرة (الطريقة التحليلية) فى الاعتبار ، تأثير قيمة الحمل الناتج عن هبة الرياح أو العاصفة على ألا تشمل السماح للرياح العارضة أو حمل الالتواء .

Design wind loading*	Buildings ($h \le 60$ ft)	Buildings ($h > 60$ ft)	Other structures	Flexible Buildings and Structures (Height/Least Horizontal Dimension > 5 or f < 1 Hz): Buildings	Flexible Buildings and Structures (Height/Least Horizontal Dimension > 5 or f < 1 Hz): Other structures
Main wind-force resisting systems	$p = qG_hC_p - q_h(GC_{pi})$ # ** q: q_z for windward wall evaluated at height z above ground q_h for leeward wall, side walls, and roof evaluated at mean roof height G_h: given in Table 8 C_p: given in Fig. 2 (Table 10 for arched roofs) GC_{pi}: given in Table 9		$F = q_zG_hC_fA_f$ q_z: evaluated at height z above ground G_h: given in Table 8 C_f: given in Tables 11-16 A_f: projected area normal to wind†	$p = q\bar{G}C_p$ # q: q_z for windward wall evaluated at height z above ground q_h for leeward wall evaluated at mean roof height $\bar{G}$: obtained by rational analysis C_p: given in Fig. 2	$F = q_z\bar{G}C_fA_f$ q_z: evaluated at height z above ground $\bar{G}$: obtained by rational analysis C_f: given in Tables 11-16 A_f: projected area normal to wind†
Components and cladding‡	$p = q_h[(GC_p) - (GC_{pi})]$** q_h: evaluated at mean roof height using Exposure C (see 6.5.3) for all terrains GC_p: given in Figs. 3a and 3b GC_{pi}: given in Table 9	$p = q[(GC_p) - (GC_{pi})]$** q: q_z for positive pressure evaluated at height z above ground q_h for negative pressure evaluated at mean roof height GC_p: Given in Fig. 4§ GC_{pi}: Given in Table 9	$F = q_z G_zC_fA_f$ q_z: evaluated at height z above ground G_z: given in Table 8 C_f: given in Tables 11-16 A_f: projected area normal to wind†	$p = q[(GC_p) - (GC_{pi})]$** q: q_z for positive pressure evaluated at height z above ground q_h for negative pressure evaluated at mean roof height GC_p: Given in Fig. 4 GC_{pi}: Given in Table 9	$F = q_zG_zC_fA_f$ q_z: evaluated at height z above ground G_z: given in Table 8 C_f: given in Tables 11-16 A_f: projected area normal to wind†

**Positive pressure acts toward surface and negative pressure acts away from surface; values of external and internal pressures shall be combined algebraically to ascertain most critical load.

#Pressure shall be applied simultaneously on windward and leeward walls and on roof surfaces as shown in Fig. 2.

†A_f is the projected area normal to the wind except where C_f is given for the surface area.

‡Major structural components supporting tributary areas greater than 700 ft^2 in extent may be designed using the provisions for main wind-force resisting systems.

§In the design of components and cladding for buildings having a mean roof height h, 60 ft $< h <$ 90 ft, GC_p values of Fig. 3 may be used provided q is taken as q_h and Exposure C (see 6.5.3) is used for all terrains.

NOTE: Pressures are in pounds per square foot; forces are in pounds.

جدول (٣ - ١٦)

ضغط الرياح التصميمى p وقوة الرياح F

٣-٥-٤-٤ طريقة أنفاق الرياح :

قد تستخدم اختبارات أنفاق الرياح المستنتجة أو الاختبارات المشابهة فى تحديد أحمال الرياح ، بدلاً من الطريقة التحليلية ، وهذه الطريقة مفضلة فى المبانى والمنشآت ذات الأشكال الهندسية غير المنتظمة .

٣-٥-٥ ضغط السرعة :

طريقة حساب ضغط السرعة :

يتم حساب ضغط السرعة q_z على الارتفاع z ، من العلاقة :

$$q_z = 0.00256K_z (IV)^2$$

حيث تختار سرعة الرياح الأساسية V ، طبقًا لما سيذكر في الفقرة التالية ، أما I فتأخذ من جدول (٣-١٧) ، و K_z من جدول (٣-١٨) ، أما الثابت العددى يستخدم 0.00256 إلا إذا كانت هناك اشتراطات أخري بالنسبة للطقس .

اختيار سرعة الرياح الأساسية :

يتم اختيار سرعة الرياح الأساسية V المستخدمة فى حساب أحمال رياح التصميم على المبانى والمنشآت الأخرى من جدول (٣-٢٠) مع مراعاة سرعات الرياح فى المناطق الخاصة .

٣-٥-٦ عوامل استجابة هبة الرياح أو العاصفة :

عوامل استجابة هبة الرياح أو العاصفة لدراسة تأثيرها على المبانى والمنشآت الأخرى فى بعض الحالات تكون القيمة (GC_p) , (GC_{pi}) هى القيمة المؤثرة .

لإيجاد قيمة G_z , G_h انظر الجدول (٣-٢١) .

٣ - ٥ - ٧ معاملات ضغط وقوى الرياح :

معاملات ضغط وقوى الرياح على المبانى والمنشآت الأخرى وعناصرها وتكسياتها مذكورة فى الأشكال (٣-١١) ، (٣-١٢) ، (٣-١٣) والجداول من (٣-٢٢) إلى (٣-٢٨) .

Category*	*I*	
	100 miles from hurricane oceanline and in other areas	At hurricane oceanline
I	1.00	1.05
II	1.07	1.11
III	1.07	1.11
IV	0.95	1.00

*See 1.4 and Table 1.

NOTES:

(1) The building and structure classification categories are listed in Table 1.

(2) For regions between the hurricane oceanline and 100 miles inland the importance factor *I* shall be determined by linear interpolation.

(3) Hurricane oceanlines are the Atlantic and Gulf of Mexico coastal areas.

جدول (٣-١٧)

Height above ground level, z (feet)	K_z			
	Exposure A	Exposure B	Exposure C	Exposure D
0 – 15	0.12	0.37	0.80	1.20
20	0.15	0.42	0.87	1.27
25	0.17	0.46	0.93	1.32
30	0.19	0.50	0.98	1.37
40	0.23	0.57	1.06	1.46
50	0.27	0.63	1.13	1.52
60	0.30	0.68	1.19	1.58
70	0.33	0.73	1.24	1.63
80	0.37	0.77	1.29	1.67
90	0.40	0.82	1.34	1.71
100	0.42	0.86	1.38	1.75
120	0.48	0.93	1.45	1.81
140	0.53	0.99	1.52	1.87
160	0.58	1.05	1.58	1.92
180	0.63	1.11	1.63	1.97
200	0.67	1.16	1.68	2.01
250	0.78	1.28	1.79	2.10
300	0.88	1.39	1.88	2.18
350	0.98	1.49	1.97	2.25
400	1.07	1.58	2.05	2.31
450	1.16	1.67	2.12	2.36
500	1.24	1.75	2.18	2.41

NOTES:

(1) Linear interpolation for intermediate values of height z is acceptable.

(2) For values of height z greater than 500 feet, K_z may be calculated from Eq. C3 in the Commentary.

(3) Exposure categories are defined in 6.5.3.

جدول (٣-١٨)

Location	V (mph)
Hawaii	80
Puerto Rico	95

NOTE: The unique topographical features common to the islands of Hawaii and Puerto Rico suggest that it may be advisable to adjust the values given in Table 7 to account for locally higher winds for structures sited near mountainous terrain, gorges, and ocean promontories.

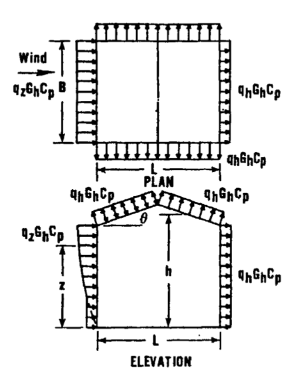
جدول (٣-١٩)

Height above ground level, z (feet)	G_h and G_z			
	Exposure A	Exposure B	Exposure C	Exposure D
0 – 15	2.36	1.65	1.32	1.15
20	2.20	1.59	1.29	1.14
25	2.09	1.54	1.27	1.13
30	2.01	1.51	1.26	1.12
40	1.88	1.46	1.23	1.11
50	1.79	1.42	1.21	1.10
60	1.73	1.39	1.20	1.09
70	1.67	1.36	1.19	1.08
80	1.63	1.34	1.18	1.08
90	1.59	1.32	1.17	1.07
100	1.56	1.31	1.16	1.07
120	1.50	1.28	1.15	1.06
140	1.46	1.26	1.14	1.05
160	1.43	1.24	1.13	1.05
180	1.40	1.23	1.12	1.04
200	1.37	1.21	1.11	1.04
250	1.32	1.19	1.10	1.03
300	1.28	1.16	1.09	1.02
350	1.25	1.15	1.08	1.02
400	1.22	1.13	1.07	1.01
450	1.20	1.12	1.06	1.01
500	1.18	1.11	1.06	1.00

NOTES:

(1) For main wind-force resisting systems, use building or structure height $h = z$.
(2) Linear interpolation is acceptable for intermediate values of z.
(3) For height above ground of more than 500 feet, Eq. C5 of the Commentary may be used.
(4) Value of gust response factor shall be not less than 1.0.

جدول (۳-۲۰)



Wall Pressure Coefficients, C_p

Surface	L/B	C_p	For use with
Windward wall	All values	0.8	q_z
Leeward wall	0–1	−0.5*	q_h
	2	−0.3	
	>4	−0.2	
Side walls	All values	−0.7	q_h

Roof Pressure Coefficients, C_p, for Use with q_h

Wind direction	h/L	Windward, Angle, θ (degrees): 0	10–15	20	30	40	50	> 60	Leeward
Normal to ridge	<0.3	−0.7	0.2* −0.9*	0.2	0.3	0.4	0.5	0.01θ	−0.7 for all values of h/L and θ
	0.5	−0.7	−0.9	−0.75	−0.2	0.3	0.5	0.01θ	
	1.0	−0.7	−0.9	−0.75	−0.2	0.3	0.5	0.01θ	
	>1.5	−0.7	−0.9	−0.9	−0.9	−0.35	0.2	0.01θ	
Parallel to ridge	h/B or h/L < 2.5				−0.7				−0.7
	h/B or h/L > 2.5				−0.8				−0.8

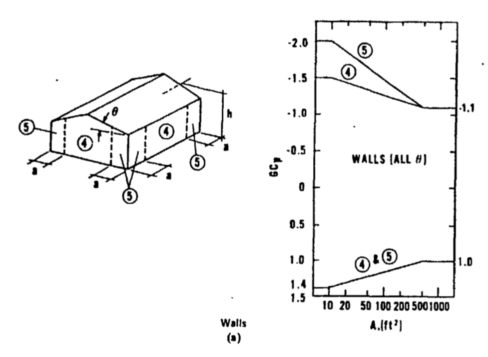
*Both values of C_p shall be used in assessing load effects.

NOTES:

(1) Refer to Table 10 for arched roofs.
(2) For flexible buildings and structures, use appropriate $\bar{G}$ as determined by rational analysis.
(3) Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
(4) Linear interpolation may be used for values of θ, h/L, and L/B ratios other than shown.
(5) Notation:

- z: Height above ground, in feet
- h: Mean roof height, in feet, except that eave height may be used for θ < 10 degrees
- q_h, q_z: Velocity pressure, in pounds-force per square foot, evaluated at respective height
- G: Gust response factor
- B: Horizontal dimension of building, in feet, measured normal to wind direction
- L: Horizontal dimension of building, in feet, measured parallel to wind direction
- θ: Roof slope from horizontal, in degrees

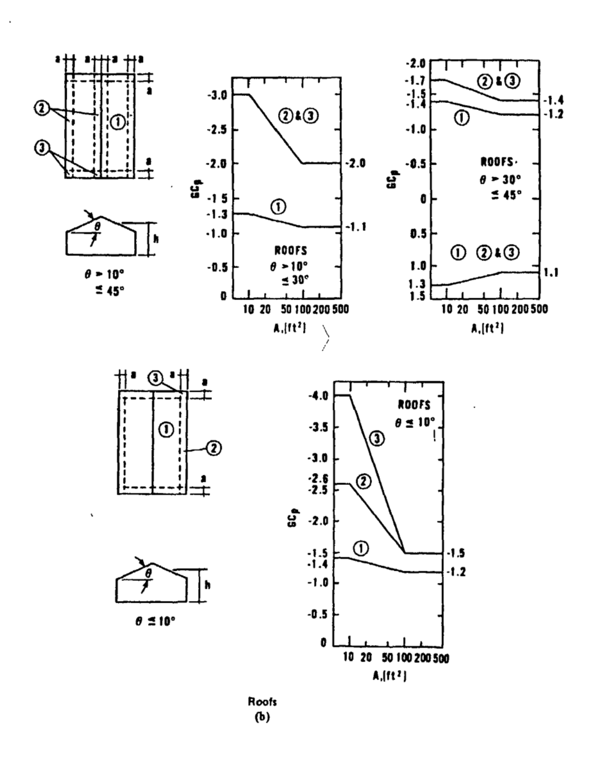
شكل (٣-١١)



NOTES:

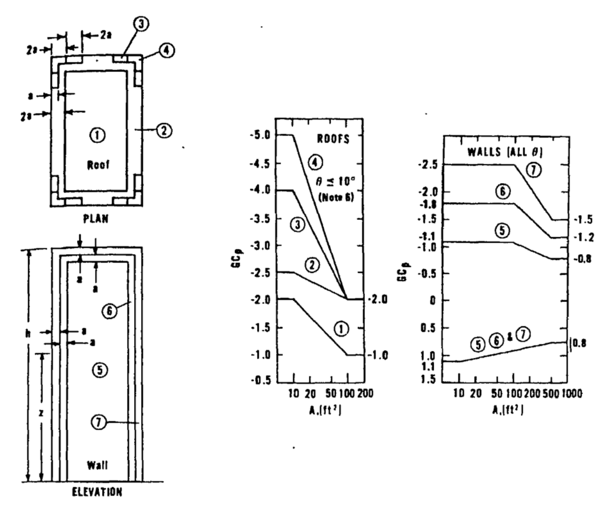
(1) The vertical scale denotes GC_p to be used with q_h based on Exposure C.
(2) The horizontal scale denotes the tributary area A, in square feet.
(3) External pressure coefficients for walls may be reduced by 10% when $\theta \leq 10$ degrees.
(4) If a parapet equal to or higher than 3 ft is provided around the perimeter of roof with $\theta \leq 10$ degrees, zone 3 may be treated as zone 2.
(5) Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
(6) Each component shall be designed for maximum positive and negative pressures.
(7) Notation: a: 10% of minimum width or 0.4h, whichever is smaller, but not less than either 4% of minimum width or 3 feet; h: mean roof height, in feet, except that eave height may be used when $\theta \leq 10$ degrees; and θ: roof slope from horizontal, in degrees.

شکل (۳-۱۲)



Roofs
(b)

تابع شكل (٣-١٢)



NOTES:

(1) Vertical scale denotes GC_p to be used with appropriate q_z or q_h.
(2) Horizontal scale denotes tributary area A, in square feet.
(3) Use q_h with negative values of GC_p and q_z with positive values of GC_p.
(4) Each component shall be designed for maximum positive and negative pressures.
(5) If a parapet equal to or higher than 3 ft is provided around the roof perimeter, Zones 3 and 4 may be treated as Zone 2.
(6) For roofs with slope of more than 10 degrees, use GC_p from Fig. 3b and attendant q_h based on Exposure C.
(7) Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
(8) Notation: a: 5% of minimum width or $0.5h$, whichever is smaller; h: mean roof height, in feet; and z: height above ground, in feet.

شکل (۳-۱۳)

	Condition	GC_{pi}
Condition I	All conditions except as noted under condition II.	+0.25 −0.25
Condition II	Buildings in which both of the following are met: 1. Percentage of openings in one wall exceeds the sum of the percentages of openings in the remaining walls and roof surfaces by 5% or more, and 2. Percentage of openings in any one of the remaining walls or roof do not exceed 20%.	+0.75 −0.25

NOTES:

(1) Values are to be used with q_z or q_h as specified in Table 4.
(2) Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
(3) To ascertain the critical load requirements for the appropriate condition, two cases shall be considered: a positive value of GC_{pi} applied simultaneously to all surfaces, and a negative value of GC_{pi} applied to all surfaces
(4) Percentage of openings in a wall or roof surface is given by ratio of area of openings to gross area for the wall or roof surface considered.

جدول (٣-٢١)

		C_p		
Condition	Rise-to-span ratio, r	Windward quarter	Center half	Leeward quarter
Roof on elevated structure	$0 < r < 0.2$	-0.9	$-0.7 - r$	-0.5
	$0.2 \le r < 0.3$*	$1.5r - 0.3$	$-0.7 - r$	-0.5
	$0.3 \le r \le 0.6$	$2.75r - 0.7$	$-0.7 - r$	-0.5
Roof springing from ground level	$0 < r \le 0.6$	$1.4r$	$-0.7 - r$	-0.5

*When the rise-to-span ratio is $0.2 \le r \le 0.3$, alternate coefficients given by $6r - 2.1$ shall also be used for the windward quarter.

NOTES:

(1) Values listed are for the determination of average loads on main windforce resisting system.
(2) Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
(3) For components and cladding: (a) at roof perimeter, use the external pressure coefficients in Fig. 3b with θ based on spring-line slope and q_h based on Exposure C (b) and for remaining roof areas, use external pressure coefficients of this table multiplied by 1.2 and q_h based on Exposure C.

جدول (٣-٢٢)

θ (degrees)	C_f for L/B Values of:						
	5	3	2	1	1/2	1/3	1/5
10	0.2	0.25	0.3	0.45	0.55	0.7	0.75
15	0.35	0.45	0.5	0.7	0.85	0.9	0.85
20	0.5	0.6	0.75	0.9	1.0	0.95	0.9
25	0.7	0.8	0.95	1.15	1.1	1.05	0.95
30	0.9	1.0	1.2	1.3	1.2	1.1	1.0

θ (degrees)	Location of Center of Pressure, X/L, for L/B Values of:		
	2 to 5	1	1/5 to 1/2
10 to 20	0.35	0.3	0.3
25	0.35	0.35	0.4
30	0.35	0.4	0.45

NOTES:

(1) Wind forces act normal to the surface and shall be directed inward or outward.

(2) Wind shall be assumed to deviate by ± 10 degrees from horizontal.

(3) Notation:

B: dimension of roof measured normal to wind direction, in feet;
L: dimension of roof measured parallel to wind direction, in feet;
X: distance to center of pressure from windward edge of roof, in feet;
θ: angle of plane of roof from horizontal, in degrees.

جدول (٣-٢٣)

Shape	Type of surface	C_f for h/D Values of:		
		1	7	25
Square (wind normal to a face)	All	1.3	1.4	2.0
Square (wind along diagonal)	All	1.0	1.1	1.5
Hexagonal or octagonal ($D\sqrt{q_z} > 2.5$)	All	1.0	1.2	1.4
Round ($D\sqrt{q_z} > 2.5$)	Moderately smooth	0.5	0.6	0.7
	Rough ($D'/D \approx 0.02$)	0.7	0.8	0.9
	Very rough ($D'/D \approx 0.08$)	0.8	1.0	1.2
Round ($D\sqrt{q_z} < 2.5$)	All	0.7	0.8	1.2

NOTES:

(1) The design wind force shall be calculated based on the area of the structure project on a plane normal to the wind direction. The force shall be assumed to act parallel to the wind direction.

(2) Linear interpolation may be used for h/D values other than shown.

(3) Notation:

D: diameter or least horizontal dimension, in feet;
D': depth of protruding elements such as ribs and spoilers, in feet; and
h: height of structure, in feet.

جدول (٣-٢٤)

At Ground Level		Above Ground Level	
ν	C_f	M/N	C_f
<3	1.2	<6	1.2
5	1.3	10	1.3
8	1.4	16	1.4
10	1.5	20	1.5
20	1.75	40	1.75
30	1.85	60	1.85
>40	2.0	>80	2.0

NOTES:

(1) Signs with openings comprising less than 30% of the gross area shall be considered as solid signs.

(2) Signs for which the distance from the ground to the bottom edge is less than 0.25 times the vertical dimension shall be considered to be at ground level.

(3) To allow for both normal and oblique wind directions, two cases shall be considered:

(a) resultant force acts normal to sign at geometric center and

(b) resultant force acts normal to sign at level of geometric center and at a distance from windward edge of 0.3 times the horizontal dimension.

(4) Notation:

ν: ratio of height to width;

M: larger dimension of sign, in feet; and

N: smaller dimension of sign, in feet.

جدول (٣-٢٥)

	C_f		
		Rounded Members	
ϵ	Flat-Sided Members	$D\sqrt{q_z} < 2.5$	$D\sqrt{q_z} > 2.5$
< 0.1	2.0	1.2	0.8
0.1 to 0.29	1.8	1.3	0.9
0.3 to 0.7	1.6	1.5	1.1

NOTES:

(1) Signs with openings comprising 30% or more of the gross area are classified as open signs.

(2) The calculation of the design wind forces shall be based on the area of all exposed members and elements projected on a plane normal to the wind direction. Forces shall be assumed to act parallel to the wind direction.

(3) The area A_f consistent with these force coefficients is the solid area projected normal to the wind direction.

(4) Notation:

ϵ: ratio of solid area to gross area and

D: diameter of a typical round member, in feet.

جدول (٣-٢٦)

	C_f	
	Square towers	Triangular towers
< 0.025	4.0	3.6
0.025 to 0.44	$4.1 - 5.2\epsilon$	$3.7 - 4.5\epsilon$
0.45 to 0.69	1.8	1.7
0.7 to 1.0	$1.3 + 0.7\epsilon$	$1.0 + \epsilon$

NOTES: The area A_f consistent with these force coefficients is the solid area of the front face projected normal to the wind direction.

(1) Force coefficients are given for towers with structural angles or similar flat-sided members.

(2) For towers with rounded members, the design wind force shall be determined using the values in the table multiplied by the following factors:

$\epsilon \leq 0.29$, factor = 0.67

$0.3 \leq \epsilon \leq 0.79$, factor = $0.67\epsilon + 0.47$

$0.8 \leq \epsilon \leq 1.0$, factor = 1.0

(3) For triangular section towers, the design wind forces shall be assumed to act normal to a tower face.

(4) For square section towers, the design wind forces shall be assumed to act normal to a tower face. To allow for the maximum horizontal wind load, which occurs when the wind is oblique to the faces, the wind load acting normal to a tower face shall be multiplied by the factor $1.0 + 0.75\epsilon$ for $\epsilon < 0.5$ and shall be assumed to act along a diagonal.

(5) Wind forces on tower appurtenances, such as ladders, conduits, lights, elevators, and the like, shall be calculated using appropriate force coefficients for these elements.

(6) For guyed towers, the cantilever portion of the tower shall be designed for 125% of the design force.

(7) A reduction of 25% of the design force in any span between guys shall be made for determination of controlling moments and shears.

(8) Notation:

ϵ: ratio of solid area to gross area of tower face, and

D: typical member diameter, in feet.

جدول (٣-٢٧)

ϕ (degrees)	C_D	C_L
10	0.05	0.05
20	0.1	0.15
30	0.2	0.3
40	0.35	0.35
50	0.6	0.45
60	0.8	0.45
70	1.05	0.35
80	1.15	0.2
90	1.2	0

NOTES:

(1) The force coefficients shall be used in conjunction with exposed area of the tower guy in square feet, calculated as chord length multiplied by guy diameter.

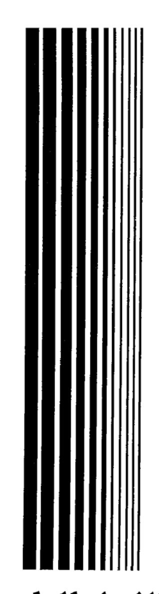
(2) Notation:

C_D: force coefficient for the component of force acting in direction of the wind;

C_L: force coefficient for the component of force acting normal to direction of the wind and in the plane containing the angle ϕ;

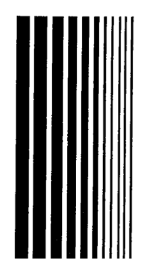
ϕ: angle between wind direction and chord of the guy, in degrees.

جدول (٣-٢٨)



الفصل الرابع

الزلازل
وتأثيرها على المنشآت



٤ - ١ مقدمة :

تعتبر الزلازل من أهم الأخطار التى تتعرض لها جميع المنشآت بصفة عامة ونظراً للأثر الكبير الذى يحدثه الإخلال باتزان القشرة الأرضية على المنشآت المدنية والصناعية والعسكرية المقامة على سطح الأرض أو تحت سطح الأرض فقد أجريت دراسات وأبحاث ميدانية لاستنتاج الأسس والاشتراطات التى تمنع أو تقلل خطر انهيار المنشأ.

إن تاريخ البشرية به العديد من السجلات القديمة وبلغات مختلفة قامت بوصف حركة الزلازل وقدمت لنا وصفاً دقيقاً لطبيعة هذه الهزات ومن كتبنا العربية نجد:

" الصلصلة فى وصف الزلزلة " تأليف الإمام جلال الدين السيوطى سنة ١١٨١هـ.

ولو نظرنا إلى القرآن الكريم لوجدنا هذه الآية الكريمة :

بسم الله الرحمن الرحيم

« ءَ أَمِنتُمْ مَنْ فى السَّمَاءِ أَنْ يَخْسِفَ بِكُمُ الأَرْضَ فَإِذا هِىَ تَمُورُ »

صدق الله العظيم

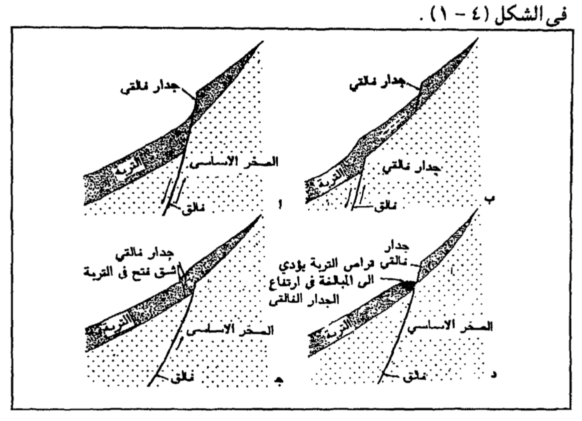
(سورة الملك - آية ١٦)

وتمور حسب تفسير ابن كثير أى تذهب وتجىء وتضطرب (وهو وصف دقيق للحركة الموجية الناتجة من الزلازل).

٤ - ٢ العوامل المسببة للهزات الأرضية :

إن الأسباب النهائية لتكوين الفوالق والالتواءات ، والبراكين والزلازل وغيرها من العمليات الجيولوجية لاتزال غير معروفة إلا أن بعض تلك الأسباب المباشرة معروفة فيما يتعلق ببعض الزلازل السطحية على الأقل . وهى تعود لحدوث تصدعات فى صخور القشرة الأرضية حيث تنتج حركة الزلازل . ونعرف

ذلك من تكون جدران فالقية وقت حدوث الزلزال . ومقدار الإزاحة التى تظهر على السطح ليس على الغالب دليلاً دقيقاً على مقدار الحركة فى الأعماق ويتضح ذلك فى الشكل (٤ - ١) .



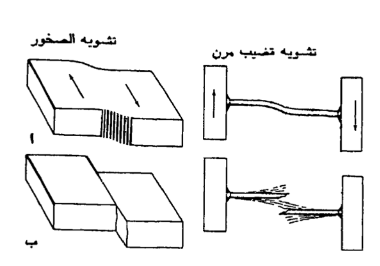
الشكل (٤ - ١) انواع الجدران الفالقية

وتصدر عن هذه الحركات اهتزازات تعتبر حجر الأساس فى دراسة علوم الزلازل . وسرعة انتقال هذه الاهتزازات سواء الناتجة عن حدوث زلازل أرضية أو عن التفجيرات الاصطناعية فى الأرض تقدم لنا الكثير من المعلومات عن أنواع الصخور وتركيبها تحت السطح .

إن التصدع هو واحد من العمليات الجيولوجية القليلة التى تحدث فجأة وتصحبها كارثة وتحدث الزلازل الأرضية عندما تنطلق الصخور فى حركة مفاجئة

بسبب التصدعات . ويبدو أن الحركة فى باطن الأرض هى فى واقع أمرها بطيئة . ولايحدث التشقق إلا عندما تتجمع قوى تتجاوز حد مقاومة الصخور . ونعرف ذلك من الحركات البطيئة التى لوحظت على بعض الفوالق النشطة . وهو ماتمت ملاحظته أولاً بعد زلزال عام ١٩٠٦ فى سان فرانسيسكو على فالق سان اندرياس. وقد دلت الأرقام التى تجمعت بعد المسح الذى أجرى على المنطقة قبل الزلزال وبعده على حركة أفقية مقدارها عشرون قدماً وهو مايتفق مع القيمة الحسابية للحركة البطيئة التى كانت معروفة سابقاً ، أى أن جزءاً من الطاقة كان يختزن باستمرار مما يتفق ونظرية الارتداد المرن القائلة بأن الزلازل تحدث عندما يصبح مخزون الطاقة المتجمعة بسبب التشويه المرن فى الصخور على جانبى الفالق من القوة بحيث يتغلب على مقاومة الاحتكاك على امتداد سطح الفالق أنظر الشكل (٤ - ٢) وتوضح هذه النظرية التشويهات السطحية الناتجة عن معظم الزلازل وقد يؤدى احتكاك الكتل الصخرية على امتداد سطح الفالق إلى توقف حركتها ، فلا يتم تصريف الجهد القائم على ذلك السطح دفعة واحدة ، وهكذا فقد تم الكشف عن حركة زحف بطيئة على امتداد عدة فوالق فى كاليفورنيا وهو ما يتفق كذلك ونظرية الارتداد المرن .

إن نظرية الارتداد المرن تفسر إلى حد ما الزلازل السطحية ، وهى التى منشؤها فى القشرة الأرضية وقد يختلف الوضع تماماً فيما يتعلق بالزلازل العميقة حيث أن الضغط فى العمق يزيد من فعالية معامل الاحتكاك على سطح الفالق ويجعلها أكبر من قوة الصخور فتصبح الحركة عندئذ غير ممكنة أو حتى مستحيلة ولهذا استلزم وضع نظام يفسر مثل هذه الصدوع العميقة حيث أن نظرية الارتداد المرن تصبح غير صالحة فى مثل هذه الحالة . ويعتمد التفسير على أن الزيادة فى الضغط تتسبب فى إعادة تبلور جزيئات الصخور حيث تزداد كثافة المعادن فيتقلص حجم الصخور الأصلى مما يؤدى إلى حدوث انهيارات فى العمق محدثة بذلك الزلازل .

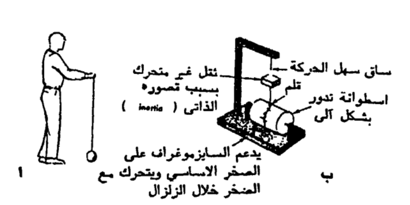


منشأ الزلازل: على اليسار يظهر مقطع من القشرة الأرضية وعلى اليمين يبدو قضيب مرن. في (أ) نرى تشوها في القشرة بطيئا ناتجا عن قوى داخلية. في (ب) يحدث كسر وتصدع عندما تتجاوز القوة المؤثرة على الصخر مقاومته، مما يؤدى إلى ارتجاجات زالزالية. وتحدث الزلازل على الفوالق القديمة كنتيجة لتجاوز قوة الاحتكاك على امتداد سطح الكسر القديم.

شكل (٤ - ٢)

٤ - ٣ أنواع الأمواج الاهتزازية

يستعمل لتسجيل الزلازل جهاز يسمى راصد الزلازل (السيزموجراف) انظر الشكل (٤ - ٣) وهناك ثلاثة أنواع من الأمواج تنشرها الهزة الأرضية انظر الشكل (٤ - ٤) ، وهي :



كيفية عمل السيزموجراف:

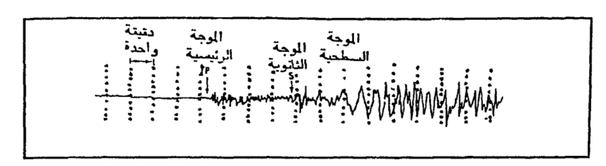
أ - يبين الوزن المعلق بخيط كيفية عمل السيزموجراف. فإذا تحركت اليد بسرعة فإن الوزن يبقى ثابتاً.

ب - فى هذا الموديل نجد السيزموجراف مثبتاً على الصخر الأساسى، ويتحرك عندما تهتز الأرض. وبما أن الثقل يبقى ثابتاً فإن القلم يسجل الحركة النسبية بين ورق التسجيل الذى يتحرك مع الصخر الأساسى والثقل الذى لا يتحرك. إن السيزموجراف مصمم ليتجاوب مع الحركة باتجاه واحد. فبدلاً من إستخدام بندول فإن الأثقال تعلق كالأبواب، وبذا لا يستجيب إلا مع الحركة الأفقية فى زاوية قائمة على السطح المرفوع عليه الثقل.

شكل (٤-٣)

١ - **الأمواج الرئيسية :** وهى انضغاطية، وتعتبر رئيسية لأنها أسرع الموجات انتقالاً ولذلك فهى أول مايصل إلى محطة الرصد الزلزالى. وهى انضغاطية لأنها تتذبذب بالتضاغط والتخلخل.

٢ - **الأمواج الثانوية :** وسميت كذلك لأنها تصل محطة الرصد بعد الأمواج الرئيسية، وهى ذات طابع ارتجاجى لأنها ترتج من جانب لآخر.

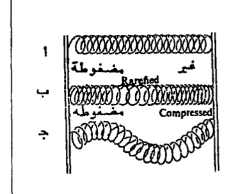


الشكل (٤-٤)

سجل سيزموجرافي يبين الأمواج الثلاثة

٣ - الأمواج السطحية : وهى بطيئة الحركة وتشبه فى طبيعتها تلك الناتجة عن رمى حجر فى بركة ماء مثلاً .

إن الاختلاف الرئيسى بين هذه الموجات يكمن فى كيفية انتشارها . وتنتشر الطاقة الناتجة عن حدوث زلزال فى مكان ما من المصدر إلى جميع الاتجاهات ويهمنا منها تلك الأشعة التى تصل إلى مكان واحد محدد . ومن السهل توضيح كيفية انتقال الأمواج الرئيسية . فلو جئنا بزنبرك وضغطناه ثم أطلقناه فجأة لوجدنا أن موجة تكونت ثم انطلقت متحركة على امتداد الزنبرك تدريجياً تضغطه حيناً وتشده حيناً آخر بينما تستطيع رؤية حركة الموجة الثانوية عندما نزيح أحد أطراف الزنبرك المثبتين ثم نطلقه عندئذ تنتقل موجة عبر الزنبرك فى إزاحة وارتداد محركة إياه من طرف إلى آخر . انظر الشكل (٤ - ٥) ويمكننا إيضاح هذه الحركة

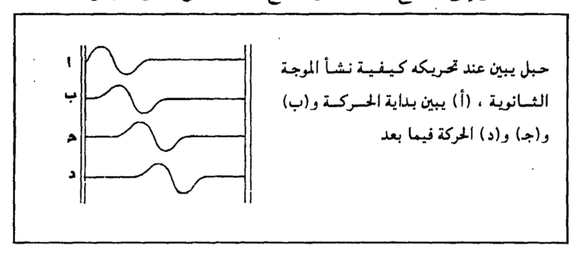


(أ) زنبرك مشدود بين طرفيه .
(ب) موجة دفع تبين الانضغاط والتخلخل .
(جـ) موجة ارتجاجية.

الشكل (٤-٥) أنواع الأمـواج

بواسطة الحبل كما فى الشكل (٤ - ٦) . أما الأمواج السطحية فهى عبارة عن حركة تسبب فى نشوئها وصول الأمواج الرئيسية والثانوية إلى السطح .

إن انتشار الطاقة بواسطة الأمواج السطحية يعتبر أكثر تعقيداً مما سبق لأن هناك نوعين من الأمواج يلعبان دوراً هاماً فى هذه العملية وهو ما لانستطيع مناقشته هنا دون الرجوع إلى الأمواج المائية المشابهة وكيفية عملها . والحقيقة أن التسجيلات السيزموجرافية النموذجية تحتوى على أكثر من ثلاثة أمواج لأنها عادة تنعكس إلى السطح عندما تصل أسطح الطبقات فى داخل الأرض .

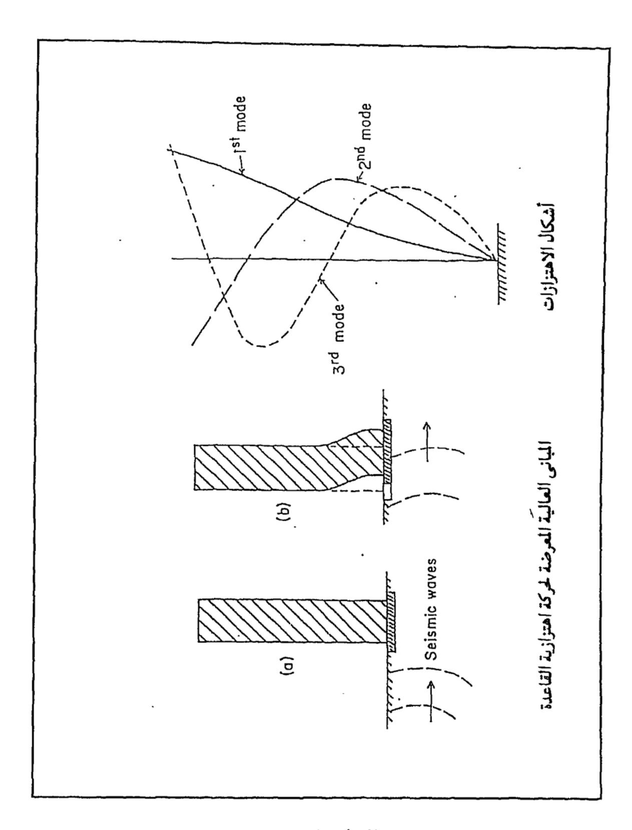


حبل يبين عند تحريكه كيفية نشأ الموجة الثانوية ، (أ) يبين بداية الحركة و(ب) و(جـ) و(د) الحركة فيما بعد

الشكل (٤ - ٦)

٤ - ٤ الدمار الذى تسببه الزلازل

صحيح أن الأمواج الرئيسية والثانوية تتذبذب بسرعة ولكن حركتها تبقى صغيرة وهكذا يكون تأثيرها التدميرى على المنشآت بسيطاً ، فى حين تكون السعة العمودية للأمواج السطحية أكبر ، وحركتها أسرع ، فعند حدوث زلازل فى مكان ما تسبب هذه خطراً مباشراً ومدمراً . وهو من السهل فهمه فعندما يتحرك جزء من مبنى أو منشأ عدة بوصات فى اتجاه معين ويتحرك جزء آخر من المنشأ فى اتجاه مغاير ، لابد وأن يتصدع البناء وينهار . ولهذا لابد عند تصميم المبانى المقاومة للزلازل من جعلها مرنة بحيث لاتؤدى مثل تلك الحركات إلى دمارها انظر الشكل (٤ - ٧) .


(a)
(b)
Seismic waves
1st mode
2nd mode
3rd mode
المبانى العالية المعرضة لحركة اهتزازية القاعدة
أشكال الاهتزازات

الشكل (٤ - ٧)

ولموقع البناء تأثيره على تحمل مثل هذه المبانى لحركة الأمواج . فنحن نجد بشكل عام أن المبانى المقامة على الصخور الأساسية هى أقل تأثراً بالأمواج الزلزالية من تلك المنشأة على قاعدة سريعة التشوه وهشة ، ونحن إذ نتكلم عن ذلك نعنى به الدمار الناتج عن الحركات النموذجية والتى تختلف عن الحركات المؤدية إلى حدوث فوالق فى الأرض وعلى سطحها وما يتبع ذلك من دمار محقق. بالإضافة إلى ذلك ، هناك الكثير من الخسائر الناتجة عن الانهيارات والانزلاقات الأرضية نتيجة حدوث الزلازل . وفى المدن تكون الخسائر كبيرة بسبب حدوث الحرائق نتيجة قطع الأسلاك الكهربائية وكسر الأنابيب المائية والاتصالات السلكية ، فتصعب مكافحة تلك الحرائق .

ومما لاشك فيه أن لطول المدة الزمنية التى تهتز خلالها الأرض أثراً كبيراً على مقدار تدمير المنشآت ، فبعض الزلازل تدوم مدة أطول من غيرها . إلا أننا لانملك إلا اليسير من المعلومات عن ذلك . وقد اعتقد شهود العيان لزلزال الجمعة العظيمة فى ألاسكا عام ١٩٦٤ أن مدته تتراوح بين دقيقة وأربع دقائق .

ومن أسباب التخوف من الزلازل خطر سقوط الإنسان أو الكائنات الحية الأخرى فى الشقوق والفوالق الناتجة عنها ، كما تروى بعض القصص الخيالية .

ويبين الشكل (٤ - ١) كيف تنشأ الشقوق الصغيرة بسبب الزلازل . ونعرف حادثتين سجل فيهما حدوث وفيات لهذا السبب . وقعت إحداهما أثناء حدوث زلزال فى اليابان إذ سقطت امرأة فى أحد هذه الشقوق السطحية وحدثت الأخرى أثناء زلزال سان فرانسيسكو عام ١٩٠٦ إذ سقطت بقرة وطمرتها حطام الصخور قبل أن تتمكن من الخروج .

أما الأمواج البحرية الزالزالية فإنها تسبب دماراً كبيراً ، وتسمى تلك الأمواج بأمواج المد غير أن هذه التسمية غير مرضية لأنه ليس هناك أية علاقة بين هذا النوع من الأمواج وتلك الصادرة عن المد الطبيعى ، ولهذا يشيع استعمال

الكلمة اليابانية تسونامى Tsunami لوصف مثل هذا النوع من الأمواج مع أن ترجمتها الحرفية تعنى أيضاً أمواج المد ولذا نفضل إعطاءها إسم الأمواج البحرية الزالزلية فهو أكثر تعبيراً .

وتنشأ هذه الأمواج نتيجة حدوث فوالق أو زلزال فى قاع البحر فتظهر أمواج هائلة ذات تأثير مدمر على المنشآت الساحلية ، وتبدأ حركة الأمواج عادة بتراجع المياه عن الشاطىء إلى البحر ثم تندفع نحو الشاطىء بعد ذلك بدقائق أمواج هائلة قد يصل ارتفاع بعضها إلى ٢٠٠ قدم وقد أصبح من الممكن حديثاً رصد مثل هذه الزلازل البحرية وإنذار الجهات المعنية فى الوقت المناسب للتخفيف من خطر الأمواج البحرية الناتجة عنها على الحياة والمنشآت . وتصل سرعة الأمواج إلى ٤٥٠ ميلاً فى الساعة وقد يصل تأثيرها إلى الجهات المقابلة من المحيط.

٤ - ٥ حجم الزلازل

يمكن قياس الزلازل بطرق مختلفة ، منها مثلاً قياس مقدار الإزاحة على السطح مع الأخذ بالاعتبار أن الإزاحة على السطح قد تختلف فى مقدارها نحو العمق أنظر الشكل (٤ - ١) وغالباً ما تحدث الزلازل بدون إزاحة .

إلا أنه تجدر الإشارة هنا إلى أن أقصى إزاحة سُجِّلت حتى الآن هى تلك التى سجلت فى ألاسكا عام ١٨٩٩ وصلت إلى ٤٧ قدماً وأربعة بوصات وكذلك ذلك الارتفاع الذى أصاب أجزاءاً من قاع البحر مصاحبا زلزال الجمعة العظيمة فى ألاسكا عام ١٩٦٤ وقد بلغ خمسين قدماً .

وهناك طريقة أخرى لمعرفة قوة الزلزال تأخذ بعين الاعتبار المساحة السطحية للمنطقة المتضررة التى حدثت فيها الإزاحة ففى زلزال الجمعة العظيمة بألاسكا ، الذى ذكرناه بلغت تلك المساحة حوالى ٧٧ر٠٠٠ ميل مربع وهو أوسع انتشار لهزة أرضية تُسَجَّل تاريخياً بالرغم من أن زلزال سان فرانسيسكو عام ١٩٠٦ يعتبر فى حد ذاته حدثاً زلزاليا عظيماً أيضاً ، إذ تحرك جزء من الأرض دفعة واحدة لمسافة

معينة على امتداد شريط بلغ طوله٢٠٥ أميال وذلك على سطح فالق سان أندرياس الذى يبلغ طوله الإجمالى حوالى ٦٠٠ ميل .

ولاتسمح أى من طرق قياس الزلازل هذه من عمل مقارنة مباشرة بين الزلازل، ولايوجد بينهما مايعبر عن الزلازل الكثيرة التى لاتنتج عنها تصدعات أو إزاحة وللتغلب على هذه المصاعب ابتكر علماء الزلازل مقياساً لشدة الزلازل ، وفيه تم تقدير الخسائر والأضرار التى تصيب المبانى والمنشآت ووضعها فى فئات ضمن جدول عام . أنظر الجدول (٤ - ٢) .

إن تقدير شدة الزلازل بناء على شدة اضرارها وكذلك على البيانات المقدمة من شهود العيان يعتبر فى حد ذاته تقييماً شخصياً ، إلا أن هذا النظام أصبح ذا فائدة فى هذا المضمار والمشكلة الرئيسية هى أن تأثير الزلازل يأخذ عادة طابعاً محلياً ويعتمد لذلك فى شدته ومايصحبه من تدمير على طبيعة الجيولوجيا السطحية فى مكان حدوثه وفى العادة يجرى وضع خرائط تمثل شدة الزلازل بإرسال بطاقات للسكان الذين يقطنون المناطق المصابة ويطلب منهم وصف تأثير الزلزال على السطح . وبهذه الطريقة يتم تعيين موقع مركز الزلزال السطحى وتجدر الإشارة هنا إلى أن هذه الوسيلة تمكن من المقارنة المباشرة لتأثير الزلازل على السطح فقط ولذا فإن تأثير الزلازل العميقة المركز يكون غالباً خفيفاً على السطح .

أما مقدار الطاقة التى تنطلق مع الزلزال فإن لها مقياساً يسمى اتساع الزلزال وهذا هو المعنى عندما تذكر أرقاماً عن شدة الزلازل فى الصحف ، والإذاعات بعد حدوث الزلزال مباشرة . ويتحدد الحجم الزلزالى عادة بمقدار الحركة على وحدة قياس زلزالية بحيث تستخرج العلاقة القائمة بين المنافسة الواقعة بين جهاز القياس ومكان حدوث الزلزال وبشكل عام تظهر بيانات الرصد الأولية اختلافات طفيفة فى الاتساع الزلزالى ، عن محطات الرصد المختلفة . ويحدث ذلك لأن وحدة القياس الزلزالية تتأثر بطبيعة القاعدة التى تثبت عليها كما أن هناك سبباً آخر يؤدى إلى بعض التشكك فى نتائج القياسات يكمن فى أننا نعتمد

فى تقدير حجم الزلزال على الأمواج ذات المدى الواسع . ولكن هذه تمثل الأمواج السطحية فى معظم الزلازل .

وحيث أنه ليس للزلازل العميقة أمواج سطحية فإنه لابد من ابتكار مقياس لأخذ حجم الزلازل العميقة ويعتمد الأمواج الأساسية والثانوية قاعدة له . ولهذا فإن العلاقة القائمة بين هذين المقياسين تحتوى على بعض الفوارق .

أما المقياس الشائع الاستعمال حالياً فهو مقياس ريختر وأن أكبر حجم سجل عليه هو ٨٫٩ درجة ويشعر الإنسان بالزلزال عندما تكون قوتها أكثر من درجتين .

إن قوة زلزال سان فرانسيسكو عام ١٩٠٦ بلغت ٨٫٣ درجة ، وأن زيادة وحدة واحدة على هذا المقياس ، مثلا ٦٫٥ إلى ٧٫٥ ، تعنى ازدياد مقدار الطاقة المنطلقة إلى حوالى ٣١ ضعفاً . كما تتضاعف قوة الارتجاجات المسجلة فى محطة بعيدة إلى حوالى عشر مرات .

إن عدد الهزات الأرضية التى تحدث فى الأرض هو أكثر بكثير من تلك التى يعلن عنها فى الصحف لنتائجها المدمرة . ومع أن عدد الهزات التى يشعر بها الإنسان قد يصل إلى المليون إلا أن معظم الطاقة الزلزالية الأرضية تنطلق من خلال عدد قليل من الهزات القوية .

٤ - ٦ قياس قيمة وشدة الزلزال :

٤ - ٦ - ١ قياس قيمة الزلزال

تم قياس قيمة الزلزال للمرة الأولى عام ١٩٣٥ حيث قام العالم الألمانى ريختر (Richter) بعمل قياس للهزات الأرضية على جهاز السيزموجراف (Seismograph) وتم التعبير عن الهزات الأرضية بقيم عددية .

ويمثل الجدول (٤ - ١) مقياس ريختر .

The Richter Scale

Richter Magnitude	TNT Energy Equivalent	Example (approximate)
1.0	6 ounces	Small Blast at a Constructon Site
1.5	2 pounds	
2.0	13 pounds	
2.0	63 pounds	
3.0	397 pounds	
3.0	1,000 pounds	
4.0	6 tons	Small Atomic Bomb
4.5	32 tons	Average Tornado
5.0	199 tons	
5.5	500 tons	Massena, NY Quake, 1944
6.0	6,270 tons	
6.5	31,550 tons	Coalinga , CA Quake, 1983
7.0	199,000 tons	Hebgen Lake , MT Quake, 1959
7.5	1,000,000 tons	
8.0	6,270,000 tons	San Francisco, CA Quake , 1906
8.5	31,550 , 000 tons	Anchorage, AK Quake , 1964
9.0	199,999,000 tons	

جدول (٤-١)

٤ - ٦ - ٢ قياس شدة الزلزال :

كلمة شدة الزلزال تستخدم لوصف الزلزال وتبين مدى تدميره للمكان الذى يحدث فيه ويعتبر مقياس ميركاللى المعدل (Modified Mercalli Scale) هو الأكثر شيوعاً فى العالم لقياس شدة الزلزال كما أنه يعطى قيماً تقريبية لعجلة الجاذبية الأرضية المناظرة للزلزال حسب شدته والجدول رقم (٤ -٢) يوضح مقياس ميركاللى المعدل حيث تم تقسيم شدة الزلازل إلى ١٢ قسم تبدأ بعدم إحساس الفرد بالزلزال وتنتهى بالانهيار الكامل .

Modified Mercalli Scale

I	People do not feel any Earth movement.
II	Afew people might notice movement if they are at rest and / or on the upper floors of tall buildings.
III	Many people indoors feel movement Haging objects swing back and forth . People outdoors might not realize that an earthquake is accurring .
IV	Most people indoors feel movement . Hanging objects swing . Dishes , windows , and doors rattle . The eartquake feels like a heavy truck hitting the walls. A few people outdoors may feel movement Parked cars rock .
V	Almost everyone feels movement . Sleeping people are awakened . Doors swing open or close. Dishes are broken. Pictures on the wall move. Small objects move or are turned over . Trees might shake . Liquids might spill out open containers .
VI	Everyone feels movement. People have trouble walking objects fall from shelves. Pictures fall off walls . Furniture moves. Plaster in walls might crack. Trees and bushes shake. Damage is slight in poorly built buildings . No structural damage.

جدول (٤ - ٢) مقياس ميركاللى المعدل

VII	People have difficulty standing. Drivers feeltheir cars shaking. Some furniture breaks. Loose bricks fall from buildings. Damage is slight to moderate in well-built buildings, considerable in poorly built buildings.
VIII	Drivers have trouble steering. Houses that are not bolted down might shift on tjeir foundations. Tall structures such as towers and chimneys might twist and fall . well built buildings suffer slight damage. Poorly built structures suffer severe damage. Tree branches break. Hillsides might crack if the ground is wet. Water level in wells might change .
IX	Well built buildings suffer considerable damage. Houses that are not bolted down move off their foundations. Some underground ppes are broken. The ground cracks. Reservoirs suffer serious damage
X	Most buildings and their foundations are destroyed. Some bridges are destroyed. Dames are seriously damaged. Large landslides occur. Water is thrown on the banks of canals, rivers, lakes. The ground cracks in large areas. Railroa tracks are bent slightly .
XI	Most buldings collapse. Some bridges are destroyed. Large cracks appear in the ground . Underground pipelines are destroyed. Railroad tracks are badly bent .
XII	Almost everything s destroyed . Objects are thrown into the air. The ground moves in waves or ripples. Large amounts of rock may move .

تابع جدول (٤ - ٢) مقياس ميركاللى المعدل

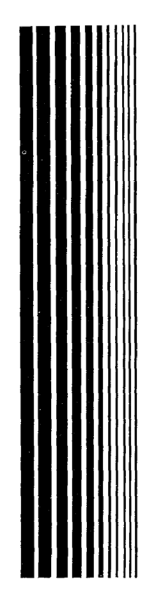
٤ - ٧ العوامل المؤثرة على القوة الناتجة من الزلزال

١ - وزن المبنى

٢ - مدى نشاط المنطقة التى حدث بها الزلزال

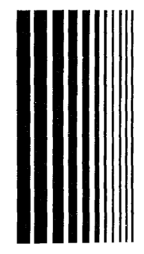
٣ - زمن الذبذبة الطبيعية (تعتمد على طبيعة المبنى)

٤ - المطولية للمبنى .



الفصل الخامس

أحمال الزلازل
وتأثيرها على المنشآت



٥ - ١ طريقة حساب قيمة القص الأفقية الناتجة من الزلازل حسب الكود المصرى الجديد ١٩٨٩:

٥ - ١ - ١ أحمال الزلازل :

يجب تصميم المبانى والمنشآت بحيث تقاوم تأثير الزلازل طبقا لمايلى :

مناطق النشاط الزلزالى

يمكن تقسيم جمهورية مصر العربية من حيث النشاط الزلزالى إلى منطقتين :

١ - المنطقة الأولى وتشمل جميع محافظات الجمهورية عدا المحافظات التى تشملها المنطقة الثانية وتعتبر المنطقة الأولى معرضة لزلازل ذات شدة ينتج عنها تهدمات بسيطة نسبياً.

٢ - المنطقة الثانية وتشمل المحافظات المطلة على ساحل البحر الأحمر وجنوب سيناء ومحافظة أسوان وتعتبر هذه المنطقة معرضة لزلازل ذات شدة متوسطة وتحدث تهدمات متوسطة .

٥ - ١ - ٢ القوى التصميمية الاستاتيكية المكافئة لتأثير الزلازل :

١ - الحمل الرأسى المكافىء فى حالة أحمال الزلازل يعرف كالآتى:

- فى حالة الأحمال الحية حتى ٥٠٠ كجم/م٢ يؤخذ الحمل الرأسى المكافئ مساوياً للحمل الدائم.
- وفى حالة الأحمال الحية أكثر من ٥٠٠ كجم/م٢ يؤخذ الحمل الرأسى مساوياً للحمل الدائم مضافاً إليه نصف الأحمال الحية .

٢ - يمكن أخذ تأثير الزلازل على المنشآت المقامة بالمنطقة الأولى بتصميم هذه المنشآت أو أية أجزاء منها بحيث تتحمل قوى أفقية استاتيكية لاتقل عن ١٪ (واحد فى المائة) من الأحمال الرأسية المكافئة بين منتصف ارتفاع الدور ومنتصف ارتفاع الدور الذى يليه أو السطح

النهائى وتؤثر جميع هذه القوى فى اتجاه واحد عند منسوب سقف الدور أو السطح النهائى .

٣ - يمكن اعتبار تأثير الزلازل على المنشآت المقامة بالمنطقة الثانية بتصميم هذه المنشآت أو أية أجزاء منها بحيث تتحمل قوة أفقية استاتيكية إجمالية على المنشأ (V) لاتقل عن ٢٪ (اثنين فى المائة) من الأحمال الرأسية المكافئة للمنشأ وعلى ألا تقل قيمة هذه القوة (V) عن القيمة المحسوبة طبقاً للمعادلة (5-1).

أ - تقدر القوة الأفقية الاستاتيكية الإجمالية على المنشآت المقامة بالمنطقة الثانية وذات الشكل المنتظم والتى لايحدث بها تغيرات فجائية فى كزازة العناصر الإنشائية طبقاً للمعادلة رقم (5-1) .

$$V = 0.3\,K \,.\, C \,.\, I \,.\, W \qquad (5\text{-}1)$$

حيث:

V = القوة الأفقية الإجمالية على المبنى .

K = معامل يعتمد على مطولية العناصر الرأسية الإنشائية وتحدد قيمته على النحو التالى :

K = (٣/٢) للنظام الإنشائى المكون من إطارات فراغية ذات مطولية مناسبة والمصممة بحيث تتحمل تأثير القوى الأفقية بالكامل .

K = (٣/٤) للنظام الإنشائى المحتوى على حوائط مسلحة على شكل صناديق مصممة لتتحمل القوى الأفقية بالكامل .

K = ١٫٠٠ للأنظمة الإنشائية التى تصمم بحيث تساهم بالإطارات الفراغية ذات المطولية المناسبة مع الحوائط المسلحة فى تحمل تأثير القوى الأفقية .

C = معامل يقدر طبقاً لمعادلة رقم (5-2) :

$$C= 1/ (15 \sqrt{T}) .... (5-2)$$

T = زمن الذبذبة الأساسية وتقدر طبقاً للمعادلة رقم (5-3)

$$T = 0.09 H/ \sqrt{B} .... (5-3)$$

حيث :

H = الارتفاع الكامل للمبنى بالمتر.

B = عرض المبنى بالمتر فى اتجاه تأثير القوة المكافئة.

W = إجمالى الحمل الرأسى المكافىء للمبنى .

يعتبر الإطار ذى مطولية مناسبة إذا كانت أعضاؤه الإنشائية ووصلاته ذات مطولية كافية تسمح بتشكل كاف تحت تأثير الأحمال دون خطر الانهيار ويؤخذ ذلك فى الاعتبار فى التصميم وإعداد تفاصيل الوصلات.

I = معامل أهمية المبنى ويؤخذ كالتالى :

I = ١٫٥ للمبانى ذات الأهمية الخاصة مثل المستشفيات وأقسام الشرطة ومبانى إطفاء الحريق ومبانى الإتصالات الحكومية ومراكز الطوارىء .

I = ١٫٠ للمبانى عدا المذكورة سابقاً .

ب - توزع القوة الأفقية الإجمالية (V) على المبنى طبقاً للمعادلة رقم (5-4) حيث :

$$V = ft + \sum_{i=1}^{n} fi .... (5-4)$$

ft = قوة مركزة عند منسوب السطح وتحدد طبقاً للمعادلة رقم (5 - 5)

f_i = قوى مؤثرة على منسوب أسقف الأدوار المختلفة وتحدد طبقاً للمعادلة رقم (5-6)

$$ft = 0.07 \quad TV \quad .... \quad (5\text{-}5\text{-}a)$$
$$ft \leq 0.25 \quad V \quad .... \quad (5\text{-}5\text{-}b)$$
$$ft = 0.0 \quad for \quad T \leq 0.7 \; sec \; .... \quad (5\text{-}5\text{-}c)$$
$$fx = [(V - ft)\; W_x \; h_x] / \sum_{i=1}^{n} W_i \; . h_i \quad (5 - 6)$$

حيث

W_x , W_i = الحمل الرأسى المكافىء للدور على ارتفاع h_iوh_x على التوالى مقاساً من الأساسات.

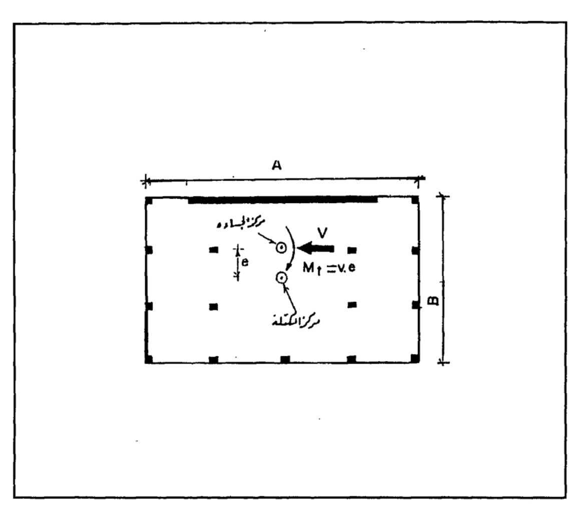
n = عدد الأدوار فوق الأساسات .

fx = القوة المؤثرة على منسوب الدور على ارتفاع h_x .

جـ - توزع القوة الأفقية fx فى أى منسوب أفقى بين العناصر الإنشائية المختلفة والتى تتحمل تأثير قوى جانبية طبقاً لجساءتها مع اعتبار أن الأسقف جاسئة فى المستوى الأفقى

٥ - ١ - ٣ عزوم اللىّ فى المستوى الأفقى

تؤخذ الاحتياطات الكافية لمقاومة قوى القص الإضافية الناتجة عن تأثير عزم اللىّ فى المستوى الأفقى محسوباً على أساس انحراف مركز الكتلة عن مركز جساءة العناصر المقاومة للقوى الأفقية . ويجب أن لايقل عزم اللىّ المأخوذ فى الاعتبار عن القوة الأفقية عند منسوب أى دور مضروبة فى انحراف (اللامركزية) قدرها ٥٪ (خمسة فى المائة) من أطول ضلع للمبنى عند نفس المنسوب .



عزوم الليّ في المستوى الأفقي

شكل (٥ - ١)

٥ - ١ - ٤ المنشآت ذات الطبيعة الخاصة

للمنشآت ذات الطبيعة الخاصة مثل المبانى غير منتظمة الشكل وتوزيع العناصر الإنشائية المقاومة لتأثير الزلازل والتى تتغير فيها جساءة الأعضاء الإنشائية تغيراً فجائياً أو المنشآت التى يسبب انهيارها أضراراً جسيمة مثل محطات الطاقة النووية والسدود تتبع طرق التحليل الديناميكى لتقدير تأثير الزلازل على هذه المنشآت الخاصة . وعلى ألا تقل القوى التصميمية الأفقية عن القيم المحسوبة طبقاً للمعادلة رقم (5-1) .

٥ - ٢ طريقة حساب قيمة القص الأفقية الناتجة من الزلازل حسب الكود العربى السورى الجديد ١٩٩٢:

٥ - ٢ - ١ أحمال الزلازل :

يقسم كل بلد إلى خمس مناطق من وجهة التعرض للزلازل :

- المنطقة (0) لاتعد معرضة لزلازل تذكر (حتى درجة MM V)
- المنطقة (1) لاتعد معرضة لزلازل قوية مضرة (حتى درجة MM VI)
- المنطقة (2) معرضة لزلازل متوسطة التسرع تحدث تهدمات متوسطة (حتى درجة MM VII)
- المنطقة (3) تكثر فيها الزلازل وتعـــد معرضة لزلازل عالية التسرع تحدث تهدمات ملحـــوظة (حتى درجة MM VIII)
- المنطقة (4) تكثر فيها الزلازل وتعد معرضة لزلازل عالية التسرع تحدث تهدمات فتاكة (أكبر من درجة MM VIII)

ويجرى تصنيف المناطق فى كل بلد عربى حسب ماورد أعلاه بقرارات خاصة فى كل بلد .

٥ -٢ -٢ مجال الاستخدام:

تستخدم هذه الطريقة بصورة مبدئية فى البلدان العربية التى لاتتوفر لديها معلومات كافية عن خصائص الزلازل المحتمل حدوثها فى أراضيها .

وفى حال وجود كود محلى يأخذ بالحسبان الشروط المحلية لهذا البلد فيمكن اعتماد هذا الكود المحلى . وفقاً لهذه الطريقة يتوجب تصميم وتنفيذ كل

منشأ وكل جزء منه لمقاومة قوى أفقية كلية دنيا تمثل قوى الزلازل ، وهى عبارة عن قوى أفقية جانبية تؤثر باتجاه المحاور الرئيسية للمنشأ (حيث تؤثر باتجاه كل محور رئيسى وبشكل غير متواقت)

٥ - ٢ - ٣ تقييم أحمال الزلازل :

فى المناطق الخاضعة للزلازل ، وفى حالة جميع المنشآت ، تؤخذ أحمال الزلازل على هذه المنشآت بصفة أحمال أفقية مطبقة عند مركز ثقل كل منسوب من مناسيب المنشأ ، وتفعل باتجاه المحاور الرئيسية للمنسوب المدروس وبالاتجاه المدروس .

تُحسب القوة الأفقية الكلية فى الاتجاه المدروس (قوة القص) عند منسوب اتصال الأساس مع المنشأ وفقاً للعلاقة التالية :

$$V = ZIKCSW$$

حيث : V تمثل قوة القص الكلية الأفقية فى الاتجاه المدروس عند منسوب اتصال الأساس مع المنشأ .

Z يمثل معامل زلزالية المنطقة المدروسة وتؤخذ قيمه من الجدول(٥ - ١)

المنطقة	0	1	1	1	4
قيم المعامل	0	$\frac{3}{16}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{4}$	1

الجدول (٥ - ١) قيم المعامل Z

I معامل أهمية المنشأ وطبيعة استخدامه تؤخذ قيمه من الجدول (٥-٢):

نوع المنشأ ووظيفة استخدامه	I قيمة المعامل
المنشآت أو المبانى المطلوب أن تتوفر فيها درجة أمان عالية عند حدوث الكوارث الطبيعية ، مثال ذلك : المنشآت الصحية ، مبانى المطافىء، مراكز الشرطة ، البلديات ، الإدارات العامة المناطة بها مهمة إدارة المؤسسات فى الأوقات الحرجة ... إلخ .	1.50
المبانى أو المنشآت ذات درجة الأهمية العالية مثل : المبانى السكنية التى يسكنها أكثر من ٣٠٠ شخص .... الخ .	1.25
المبانى أو المنشآت الأخرى .	1.00

الجدول (٥ -٢) قيم المعامل

أما المعامل K فيمثل تأثير السلوك اللامرن للمنشآت على الأحمال الزلزالية، ويسمى اختصاراً «معامل السلوك اللامرن » وتؤخذ قيمه من الجدول (٥-٣) .

قيمة المعامل K	نوع وطبيعة العناصر المقاومة للمنشأ
1.00	كل المنشآت غير المصنفة في هذا الجدول
1.30	المنشآت المنفذة من جدران الخرسانة المسلحة المستوية أو التى تعمل بشكل فراغى (جدران قص أو نواة مركزية) أو مافى حكمها .
0.80	المنشآت أو المبانى المنفذة من مجموعة هياكل إنشائية إطارية أو مختلطة (إطارات مستوية أو فراغية متصلة مع جدران قص) وفقاً للحالة التصميمية التالية : - تقاوم الإطارات وجدران القص معاً الأحمال الأفقية بحيث تحمل هذه الهياكل كل حسب صلابتها النسبية . أو تحسب جدران القص بحيث تتحمل كامل الحمل الأفقى. ولكن فى الحالتين يشترط أن لاتقل مقاومة الإطارات المستوية أو الفراغية عن٢٥٪ من مجموع الأحمال الأفقية.
2.50	خزانات الماء العالية ومايشابهها والمحمولة على مجموعة من أعمدة لاتقل عن (٤) ومربطة بشكل كاف أفقياً أوبالاتجاهين .
2.00	المنشآت الخاصة : المداخن ، أبراج التلفزيون ، أبراج التبريد .... إلخ .

الجدول (٥ - ٣) قيم المعامل K

أما المعامل C فهو يمثل النسبة بين العجلة الناتجة عن الزلازل وعجلة الجاذبية الأرضية ، وتحسب قيمه من العلاقة التالية :

$$C=1/15\sqrt{T}$$

حيث : T تمثل قيمة الدور الأساسى للمنشأ المهتز بالاتجاه المدروس مقدرة بالثانية . ويمكن تحديد قيمة T إما مباشرة باستخدام علاقة تجريبية ، أو بأخذ الخصائص الديناميكية للمنشأ المهتز بالحسبان ، وحساب قيمة T بشكل تحليلى .

أ- فى حال استخدام التحديد المباشر لقيمة T يمكن اعتماد العلاقة التجريبية التالية (ويذكر أنه لابد من استخدام هذه العلاقة فى بدء كل تصميم لأن قيمة T تكون مجهولة عندئذ) :

$$T_{(sec)} = \frac{0.09\, h_n}{\sqrt{D}}$$

حيث h_n = ارتفاع المنشأ من القاعدة حتى أعلى منسوب(أى المنسوب n) مقدراً بالمتر .

D = بعد المنشأ مقدراً بالمتر بالاتجاه الموازى لجهة القوى الجانبية المطبقة .

أما فى حال كون المنشأ منفذاً من هياكل إطارية فراغية مطاوعة من الخرسانة المسلحة قادرة على امتصاص مجموع القوى الجانبية المتأتية عن الزلازل ولاتتصل مع عناصر صلدة أخرى تمنعها من الحركة تحت تأثير القوى الجانبية ، فيمكن تحديد قيمة الدور الأساسى للمنشأ مقدرة بالثانية وفق العلاقة التجريبية التالية :

$$T = 0.1\,N$$

حيث : N عدد طوابق المنشأ .

ملاحظة (١): من أجل المبانى المؤلفة من طابق واحد أو طابقين فقط تؤخذ قيمة C مساوية 0.10 وتعتبر القوى الجانبية الناتجة عن الزلازل موزعة بانتظام على ارتفاع المبنى .

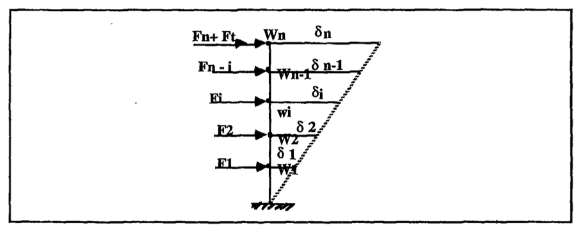
ملاحظة (٢): فى الحالات الأخرى يجب ألا تتجاوز قيمة C عن 0.12

ملاحظة (٣): فى جميع الأحوال يجب ألا تقل قيمة K.C عن 0.06 وألا تزيد عن 0.25 .

ب - فى حال حساب قيمة الدور الأساسى للمنشأ اعتماداً على خصائصه الديناميكية يمكن استخدام العلاقة التالية والناتجة عن التحليل الديناميكى التقريبى للمنشأ (الشكل ٥-٢)

$$T = 2\pi\sqrt{(\sum wi\ \delta i)2 + g\,[\sum fi\ \delta i + (ft + fn)\,\delta n\,]}$$

حيث : W_i تمثل وزن المنشأ المركز عند المنسوب i والناجم عن وزن المنسوب i فقط ويساوى جزءا من الوزن الكلى W المعرَّف أدناه .



الشكل(٥-٢)

$\delta n, \delta i$ تمثل السهم الأفقى الناجم فى المنشأ نتيجة تطبيق القوى الأفقية المركزة عند المناسيب i و n والناجمة عن الزلازل ، وذلك عند المناسيب n,i بالترتيب .

g عجلة الجاذبية الأرضية .

F_n, F_i القوى الأفقية الناجمة عن الزلازل والمركزة عند المناسيب المختلفة n,i والمحسوبة وفق البند ٥ - ٢ - ٤ .

F_t القوى الأفقية الناجمة عن الزلازل والمركزة عند أعلى المنشأ عند المنسوب n والمحسوبة وفق البند ٥ - ٢ - ٤.

أما المعامل S فيتعلق بالترابط المشترك والطنين بين المنشأ وتربة تأسيسه .

إذا كان هناك منشأ دوره الأساسى فى الاهتزاز بالاتجاه المدروس T (حيث حسبت قيمة T تحليلياً حصراً) ، وكانت قيمة الدور الأساسى لتربة التأسيس لهذا المنشأ T_S (محسوبة اعتماداً على المعطيات الجيوتكنيكية لهذه التربة) فان قيمة المعامل S تحسب وفق العلاقات التالية :

أ- من أجل قيم للنسبة $\frac{T}{T_s}$ أصغر من الواحد أو يساوى الواحد :

$$S = 1.0 + \frac{T}{T_s} - 0.5[\frac{T}{T_s}]^2$$

ب - من أجل قيم للنسبة $\frac{T}{T_s}$ أكبر من الواحد :

$$S= 1.2 + 0.6 \frac{T}{T_s} - 0.3[\frac{T}{T_s}]^2$$

ملاحظة (١) : يتوجب تحديد قيم الدور الأساسى للمنشأ T حصراً باستخدام العلاقة التحليلية ، ويجب ألا تقل قيمته عن 0.30 ثانية .

ملاحظة (٢): إن قيم الدور الأساسي لتربة تأسيس المنشأ T_S، والمحسوبة اعتماداً على المعطيات الجيوتكنيكية ، يجب ألا تقل عن 0.5 وألا تزيد عن 2.5 ثانية .

ملاحظة (٣): إذا نتج فى الحساب التحليلى أن قيمT للمنشأ تتجاوز 2.50 ثانية ، فيتوجب فى هذه الحالة اعتبار القيمة الحسابية لتربة التأسيس لـ (T_S) مساوية 2.50 ثانية .

ملاحظة (٤): إذا تعذر لسبب ما حساب قيمة الدور الأساسي لتربة التأسيس (T_S) فتؤخذ مباشرة قيمة S مساوية 1.50.

وأخيراً فان W تمثل مجمل الأحمال الميته المطبقة على المنشأ فى حالة المبانى العادية ، أما فى حالة المخازن والمستودعات فيضاف إلى مجمل الأحمال الميتة 25% من مجمل الأحمال الإضافية .

٥ - ٢ - ٤ توزيع القوى الجانبية :

١ - حالة المنشآت ذات الأشكال المنتظمة أو المؤلفة من هياكل إطارية :
توزع قوة القص الكلية الأفقية V على كامل ارتفاع المنشأ وفقاً للعلاقة التالية :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{n} F_i$$

أما القوة المركزة المطبقة فى أعلى المنشأ F_t فتحسب طبقاً للعلاقة التالية :

$$F_t = 0.07\ T\,V$$

تؤخذ قيمة القوة F_t بحيث لاتزيد عن 0.25V ويمكن اعتبار القوة F_t مساوية للصفر عندما تكون قيمة T أصغر من أو تساوى 0.70 ثانية .

أما بقية القوة القاصة الكلية $(V-F_t)$ فتوزع على كامل ارتفاع المنشأ وفقاً للعلاقة التالية :

$$F_X = \frac{(V-F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i}$$

حيث : W_x تمثل الحمولة الرأسية المركزة عند المنسوب x والناجمة عن وزن هذا المنسوب فقط .

h_x تمثل ارتفاع المنسوب x عن القاعدة السفلية للمنشأ .

تطبق القوة الجانبية F_X عند المنسوب x وفى مركز ثقل هذا المنسوب وبالاتجاه المدروس .

٢ - أما إذا كان المسقط الأفقى للمنشأ غير منتظم على نحو كبير فى الدور الواحد ، أو كان هناك اختلاف كبير فى الصلابة بين دورين متجاورين ، ففى هذه الحالة يتوجب التحليل المعتمد على الخصائص الديناميكية الفعلية للمنشأ المدروس .

٥-٢-٥ توزيع القوى الجانبية فى الدور الواحد :

توزع القوة الجانبية فى الدور الواحد على العناصر المقاومة للأحمال الجانبية على الشكل التالى :

١ - إذا كان مركز الثقل لمسقط الدور المدروس ينطبق مع مركز صلابته فيشارك كل عنصربأخذ قيمة جانبية مساوية قيمة صلابته النسبية منسوبة إلى مجموع الصلابات النسبية للعناصر المقاومة فى هذا الدور.

٢- إذا كان مركز الثقل لمسقط الدور المدروس لاينطبق مع مركز صلابته فيشارك كل عنصر بأخذ قوة جانبية مع الأخذ فى الاعتبار تأثير عزم اللىّ على تغيُّر القوى الجانبية المطبقة على العناصر المقاومة تبعاً لموقعها من مركز صلابة المجموعة .

٣ - وحتى فى المنشآت المتناظرة تماماً يتوجب حساب تحميل عناصرها المقاومة للأحمال الجانبية قوى جانبية تأخذ بالحسبان وجود عزم لىّ إضافى مطبق على بعد يساوى 0.05 من بعد البناء المتعامد مع جهة القوة الجانبية المأخوذة فى الدراسة .

٥-٢-٦ حساب عزم الانقلاب :

يتوجب حساب كل منشأ أو مبنى ليقاوم عزم الانقلاب الناتج عن الأحمال الجانبية (أحمال الرياح أو الزلازل ، أيهما أخطر) ويحسب عزم الانقلاب الناتج عن الزلازل من العلاقة التالية :

$$M = J\left(F_t h_n + \sum_{i=1}^{n} F_i h_i\right)$$

حيث :

$$J = \frac{0.5}{(T)^{2/3}} \leq 1$$

ملاحظة (١): فى المبانى التى يزيد ارتفاعها عن 50 m فى المنطقتين الزلزاليتين (3) و (4) حسب هذا التصنيف ، يتوجب استخدام هياكل إطارية تقاوم جزءاً من القوى الأفقية الناتجة عن الزلازل لاتقل عن من مجموع هذه القوى .

ملاحظة (٢): فى جميع المبانى التى استخدمت فيها قيم المعامل (K=0.80) يتوجب تصميم الهياكل الإطارية المطاوعة من الحديد أو الخرسانة المسلحة المصبوبة فى المكان .

٥ - ٢ - ٧ تحديد القوى الجانبية المطبقة على أجزاء من المنشأة :

تحدد القوى الجانبية المطبقة على أجزاء من المنشأة الحاملة أو غير الحاملة بغرض تأمين تثبيتها الكافى عند حدوث الزلازل وعدم حصول الانهيارات الجزئية والمؤذية فى فترة تعرض المنشأة إلى فعل الزلازل ، وذلك باستخدام العلاقة التالية : $F_p = Z . C_p . W_p$

حيث : F_p القوة الجانبية المطبقة على الجزء المدروس من المنشأ فى الاتجاه المدروس .

W_p وزن الجزء المدروس من المنشأ

C_p معامل تؤخذ قيمه من الجدول التالى (٥ -٤):

	جزء المنشأ	قيم المعامل Cp
1	الجدران الحاملة أو غير الحاملة الداخلية أو الخارجية	0.20 تؤخذ القوة عمودية على سطح الجدار
2	الجدران (الكابولية)	1.00 تؤخذ القوة عمودية على الجدار
3	القطع الأثرية وأعمال الديكور والتزيينات	1.00 تؤخذ القوة مطبقة فى أى اتجاه
4	الأسطح الأخيرة أو الأسقف المائلة الأخيرة والتى تعمل كمرات جدارية	0.10 تطبق القوة في أى أتجاه
5	وصلات الجدران المسبقة الصنع الخارجية (جدران الواجهات أو القطع التزينية على الواجهات).	2.00 تطبق القوة فى أى اتجاه
6	وصلات العناصر الإنشائية مسبقة الصنع غير عناصر الجدران .	0.30 فى أى اتجاه أفقى

الجدول (٥ -٤) قيم المعامل Cp

٥-٢-٨ اشتراطات إضافية :

١ - يتوجب تسليح جميع الجدران الحجرية أو الخرسانية التى تقع فى المناطق 4 , 3 , 2 من مناطق التقسيم الزلزالى .

٢ - يتوجب وجود فواصل زالزالية كافية بين الكتل المتجاورة بحيث تسمح بالحركة الحرة لكل كتلة منفصلة دون معوقات ناجمة عن الكتل المجاورة لها .

٣ - يتوجب حساب السهم النسبى لدور واحد من المنشأ والناتج عن القوى الأفقية المتأتية من الزلازل ، ويجب ألا يزيد هذا السهم عن ارتفاع الدور مقسوماً على ٣٦٠ ، بغرض منع تكسير العناصر غير الحاملة فى المنشأ خاصة النوافذ والأبواب والواجهات الخفيفة .

٤ - يتوجب الاهتمام بطبيعة وصل الواجهات الخارجية مسبقة الصنع غير الحاملة بحيث يسمح لها بالحركة على نحو ينسجم مع الحركة الأفقية المتوقعة للبناء دون تعرضها إلى قوى إضافية لاتستطيع تحملها أو انكسار هشّ للوصلات وانهيارها بسبب الحركة الأفقية للمبنى الناتجة عن الزلازل .

٥ - فى حال وجود تراجع فى الأدوار العليا لايزيد عن 25% من المساحة الأفقية للدور المتكرر فيؤخذ البناء فى الحساب كاملا أما إذا كان التراجع يزيد عن 25% فيؤخذ القسم المتراجع ابتداء من مستوى التراجع كما لوكان بناء مستقلاً لوحده .

٥ - ٣ أحمال الزلازل حسب المواصفات الأمريكية :

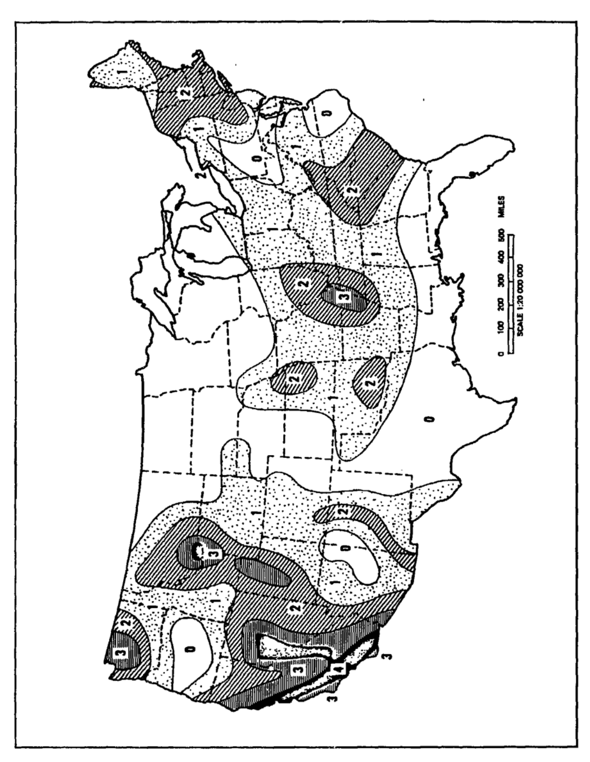
نص الكود الأمريكى ANSI A58.1 الصادر عن جمعية المهندسين المدنيين الأمريكية فى فصله التاسع على أحمال الزلازل المستخدمة فى المبانى .

٥ - ٣ - ١ عـام :

سيصمم كل مبنى أو منشأ أو أى جزء منهما لمقاومة آثار الزلزال التى تم تحديدها حسب متطلبات هذا الجزء . وستقابل كل المبانى أو المنشآت فى منطقة (صفر) (انظر شكلى ٥-٣ ، ٥-٤) وفى منطقة (١) والتى لا يقل فيها معامل الأهمية (I) عن ٥ , ١ مع ما يرد فى فقرة (٥-٣-١١) بجزءيها الأول والثانى ، هذه الاحتياجات اللازمة لتحقيق هذه المقاومة .

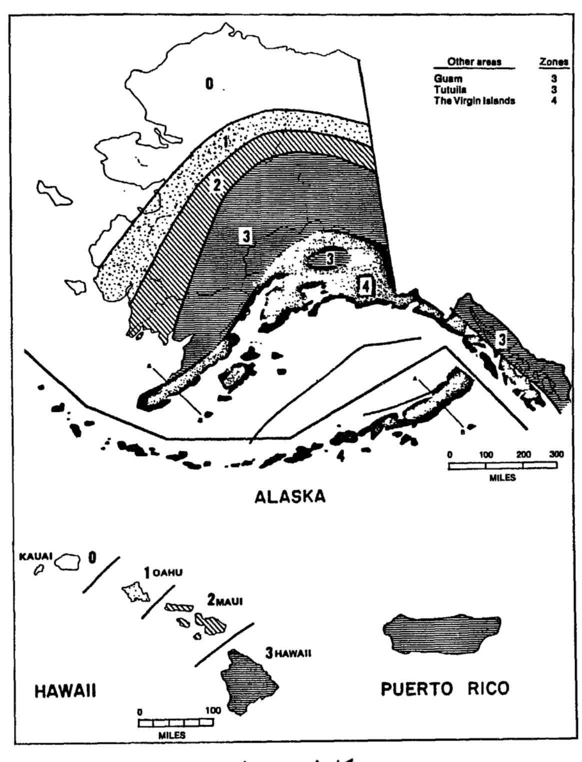
يعتمد تحديد القوى فى هذا الجزء على قدرة المنشأ أو المبنى على البقاء بثبات ، عندما تكون مكوناته محكمة بدرجة مرنة أثناء الزلزال الشديد ، كما أن المفاهيم الإنشائية الثابتة قد تبدو بخلاف المفاهيم الواردة فى هذه الفقرة أو هذا الجزء ، وتوفر المرونة المتزنة إمكانية تبديد الطاقة المضافة ، من خلال استخدام السلطة الجبرية . وبينما تركز احتياجات هذا الجزء على تفضيل الطريقة الاستاتيكية المتزنة القوية ، فقد تستخدم هذه الطريقة البديلة لبناء القوى الزلزالية وتوزيعها ، مع تحديد القوى الداخلية المماثلة ، وتلافى العيوب فى المكونات حسب استخدام النموذج المتكون مع الطريقة المتبعة .

* تورد النقطة (٥-٣-٨) المبادئ التى تحكم استخدام التحليل الديناميكى.
* تفترض متطلبات هذا الجزء أن الإجهاد المسموح به قد يتزايد بنسبة الـ $\frac{١}{٣}$ لأحمال الزلزال . ورغم هذا .. فإن هذا التزايد غير مسموح به فى الربط عند حدوث تناقص فى تأثير الحمل الكلى .
* عند حساب تأثير قوة الزلزال المتحدة مع الأحمال الرأسية ، فإنها تحدث إجهاد حمل الجاذبية فى الأعضاء عن طريق الحمل الميت إضافة إلى الحمل



شكل (٥ - ٣)

خريطة توضح المناطق الزلزالية ، وتتضمن ٤٨ ولاية



شكل (٥ - ٤)

خريطة توضح المناطق الزلزالية (هاواى - ألاسكا - بورتوريكو)

التصميمى الحى باستثناء الحمل الحى للسطح ، ويجب الوضع فى الاعتبار إضافة حد أدنى من القوى الرأسية تعمل متحدة مع القوى الجانبية .

٥ - ٣ - ٢ التعريفات :

يقدم هذا الجزء التعريفات المرتبطة بالاحتياجات المحددة فى هذا الجزء :

القاعدة (Base) : المستوى (المنسوب) الذى تعتبر فيه حركات الزلزال منقولة للمنشأ أو المبنى ، أو المستوى الذى يدعم فيه الاهتزاز الديناميكى .

الإطار المدعم(Braced Frame) : نظام الجمالون أو ما يكافئهُ ، والذى يضاف لمقاومة القوى الجانبية فى هذا الإطار ، والذى يكون فيه الأعضاء معرضة إلى إجهادات محورية .

الحاجز(Diaphragm) : وهو النظام الأفقى أو القريب من الأفقى والذى يصمم لنقل القوى الزلزالية إلى العناصر الرأسية فيما يتصل بطريقة مقاومة القوى الجانبية .

أهمية المبنى(Essential Facilities) :

نوع المنشأ ووظيفة استخدامه	الدرجة
المبانى أو المنشآت الأخرى .	I
المبانى أو المنشآت ذات درجة الأهمية العالية ، مثل : المبانى السكنية التى يسكنها أكثر من ٣٠٠ شخص ... إلخ .	II
المنشآت أو المبانى المطلوب أن تتوفر فيها درجة أمان عالية عند حدوث الكوارث الطبيعية ، مثال ذلك : المنشآت الصحية ، مبانى المطافئ ، مراكز الشرطة ، البلديات ، الإدارات العامة المناطة بها مهمة إدارة المؤسسات فى الأوقات الحرجة ... إلخ .	III
المبانى والمنشآت ذات الأهمية الأقل فى حالة حدوث انهيار ، مثل : المبانى الزراعية ومبانى الخدمات المؤقتة .	IV

راجع أيضًا الجدول (٥ - ٦)

نظام مقاومة القوة الجانبية (Lateral force - resisting system) :

وهى تتعلق بالطريقة الإنشائية المصممة لمقاومة القوى الجانبية التى تم وصفها فى الفقرة ٥-٣-٤ .

حائط القص(Shear wall) : حائط مصمم لمقاومة القوى الجانبية الموازية للحائط .

الإطار الفراغى (Space frame) : وهو نظام إنشائى ثلاثى الأبعاد للأعضاء باستثناء حوائط الحمل ، وهو يتكون من : الأعضاء المتداخلة المدعمة للوظيفة أو الأداء مثل وحدة تجميع بمساعدة الحواجز الأفقية أو نظم تقوية البلاطات أو غيرها .

الإطار الفراغى لمقاومة العزم (Moment - resisting space frame) :

إطار فراغى لنقل الأحمال الرأسية وفيه تكون الأعضاء والوصلات قادرة على مقاومة القوى الأساسية عن طريق الأعضاء .

الإطار الفراغى لمقاومة العزم الخاص

(Special moment - resisting space frame)

وهو يندرج ضمن الاحتياجات اللازمة للإطارات الفراغية لمقاومة العزم المطولى حسب ماهو مذكور فى الفقرة ٥-٣-٩ .

الإطار الفراغى لمقاومة العزوم المتوسطة

(Intermediate moment - resisting space frame)

يندرج ضمن إطار مقاومة العزم مع احتياجات الإطار الفراغى لمقاومة العزوم شبه المطيلية كما هو مذكور فى الفقرة ٥-٣-٩ .

الإطار الفراغي لحمل الأحمال الرأسية

(Vertical load - carrying space frame)

وهو إطار مصمم لحمل كل الأحمال الرأسية .

٥ - ٣ - ٣ الرموز والعلامات :

وهي رموز وعلامات تتطابق مع الاحتياجات الواردة فى هذا الفصل كما يلي:

C ثابت (عددى) ، انظر الفقرة (٥-٣-٤) .

C_p ثابت (عددى) ، انظر الفقرة (٥-٣-١٠) .

D بعد المبنى فى اتجاه موازٍ للقوى المستخدمة (قدم) .

D_s أطول بعد لحائط القص أو الإطار المدعم للشكل فى اتجاه موازٍ للقوى المستخدمة (قدم) .

F_i, F_n, F_x القوى الجانبية المستخدمة عند مستويات i, n , x على التوالى .

F_p القوى الجانبية الواقعة على جزء من المبنى وفى الاتجاه المأخوذ فى الاعتبار.

F_{px} القوة الواقعة على حاجز السقف والمجمعات(Collectors) .

F_t القوة المعتبرة من V والمرتكزة بقمة المبنى مضافاً إليها F_n.

f_i النسبة الموزعة من القوة الجانبية الكلية عند المستوى i ، وذلك للاستخدام فى معادلة (٩) .

g عجلة الجاذبية الأرضية .

h_i, h_n, h_x الارتفاع المحسوب بين القاعدة إلى المستويات i,n,x (قدم) على التوالى.

I معامل أهمية المنشأ ، انظر جدول (٥-٦) .

K ثابت (عددى) ، انظر جدول (٥-٧) .

k ثابت (عددى) للتقليل من عزم الانقلاب فى المبانى المرتفعة .

مستوى i مستوى المبنى الذى يشار إليه فى التصميم و i = 1 ، يمثل بالمستوى الأول فوق القاعدة .

مستوى n المستوى الأعلى فى الجزء الرئيسى من المبنى .

مستوى x المستوى الموضوع فى اعتبارات التصميم ، x = 1 تمثل المستوى الأول فوق القاعدة .

S معامل تأثير التربة ، انظر جدول (٥-٧) .

T الفترة أو المرحلة الأساسية المرنة لاهتزاز المبنى فى الاتجاه الموضوع فى الاعتبار (ثانية) .

V القوة الجانبية الكلية أو قوة القص الحادثة فى القاعدة .

W الحمل الميت الكلى .

استثناء :

بالنسبة لأماكن التخزين ... فإن W ستكون مساوية للحمل الميت الإجمالى بالإضافة إلى ٢٥٪ من الحمل الحى على الأسقف . وحيثما يكون حمل جليد الأرضية P_g مساوياً لـ ٣٠ رطل/قدم٢ أو أقل ، فليست ثمة حاجة لإدراجه ضمن قيمة W . أما عندما يكون حمل جليد الأرضية أكبر من ٣٠ وطل/قدم٢ فإن حمل الجليد يضاف إلى قيمة W . وعلى أية حال ... فإنه فيما يتعلق بالتحذيرات الخاصة بحمل الجليد .. فإن المواصفات تسمح بإقلال حمل الجليد إلى ٧٥ ٪ .

W_i, W_x وهى نسبة من W حيث تقع فى نطاق x , i على التوالى .

W_{px} ثقل السقف أو حواجز السطح والمجمعات والعناصر الفرعية فى نطاق أو مستوى x ، مضافاً إليها ٢٥٪ من الحمل على السقف فى أماكن التخزين أو المستودعات .

W_p وزن العناصر غير الإنشائية .

Z ثابت عددى ، والمعتمد على المنطقة (انظر شكل ٥-٣) .

δ_i الانحراف عند منسوب i بالنسبة للقاعدة ، وذلك نتيجة الأحمال الجانبية المؤثرة (ΣF_i) المستخدمة فى معادلة ٩) .

٥ - ٣ - ٤ الحد الأدنى لقوى الزلزال للمنشآت :

باستثناء ما ورد فى الفقرتين (٥-٣-٨ ، ٥-٣-١٠) من هذا الفصل ، فإن كل منشأ يصمم لإحداث أقل مقاومة لقوى الزلزال الجانبية ، والتى يفترض أن يكون فعلها فى اتجاه كل المحاور المبدئية من المنشأ وفقًا للمعادلة التالية :

$$V = ZIKCSW \qquad (7)$$

التعامد :

- فى المناطق الزلزالية (١ ، ٢) والمناطق الزلزالية (٣ ، ٤) فإنه يستثنى المطلوب فيما بعد ، وقد يفترض أن الاتجاهات الرئيسية للحركة غير متلاقية.

- فى المناطق الزلزالية (٣ ، ٤) توضع اشتراطات للقوى المؤثرة فى الاتجاهات الرئيسية على اعتبار التلاقى فى مثل الحالات الآتية :

١ - عناصر مقاومة الحمل الجانبى غير متوازية أو متماثلة بالمقارنة بالمحاور العمودية لنظام مقاومة القوة الجانبية .

٢ - عمود البناء يكون جزءاً من قطاعين أو أكثر غير موازيين لنظم مقاومة القوة الجانبية ، وهذا باستثناء الحالة التى يكون فيها الحمل المحورى فى العمود مرتبطًا بقوى الزلزال على اتجاه أقل من ٢٠٪ من الحمل المحورى المسموح به للعمود .

* قد تلاقى احتياجات الآثار العمودية قبولاً عند تصميم مثل هذه العناصر بالنسبة لـ ١٠٠٪ من قوى الزلزال فى اتجاه واحد ، بالإضافة إلى ٣٠٪ من القوى التى سبق وصفها فى الاتجاه العمودى . وهذا المزج يحتاج إلى المركبة الكبرى للمقاومة التى تستخدم فى التصميم .

تقييم العوامل :

- قيم المعاملين I, Z معطاة فى الجدول (٥-٥) ، (٥-٦) وقيمة K لن تكون أقل مما جاء فى جدول (٥-٧) .

- قيم المعامل S كما هى مبينة فى جدول (٥-٨) ، باستثناء ذلك يجب أن يكون حاصل ضرب CS لا يزيد عن ٠,١٤ . أما بالنسبة لنوعية التربة (٣) فى المنطقتين الزلزلتين (٣ ، ٤) إذ نجد نفس الناتج يجب ألا يزيد عن ٠,١١ .

- تتحدد قيمة المعامل C طبقًا للمعادلة الآتية :

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \qquad (8)$$

وهى يجب ألا تزيد عن ٠,١٢ .

- الفترة T يمكن الحصول عليها باستخدام خصائص المبنى والخواص المشكلة (المعيبة) لعناصر المقاومة فى التحليل السليم ، الذى يمكن أن يستفيد من مثل هذه المعادلة :

$$T = 2\pi \sqrt{\left(\Sigma_{i=1}^{n} W_i \, \delta_i^2\right) \div \left(g \, \Sigma_{i=1}^{n} f_i \, \delta_i\right)} \qquad (9)$$

حيث تمثل قيم f_i أية قوة جانبية موزعة بالتقريب حسب المعادلتين ١١ ، ١٢ أو أى توزيع تقريبى . يتم حساب الانحرافات المرنة δ_i باستخدام القوى الجانبية f_i، ويحصل على قيمة C من المعادلة (٨) باستخدام الفترة T كما تم تحديده فى المعادلة (٩) ، وهى لن تقل عن ٨٠٪ من قيمة C المبنية على الفترة T المحددة باستخدام الاختيار المناسب للمعادلتين (a - ١٠) ، (c - ١٠) :

* فى غياب التحديد المشار إليه من قبل .. فإن قيمة T فى المبانى قد تتحدد من خلال الصيغ التالية :

١ - فى حوائط القص أو الإطارات الخرسانية الخارجية للكمر العميق أو العريض أو كليهما وتتحدد من الصيغة : (10-a)

$$T = \frac{0.05\, h_n}{\sqrt{D}} \qquad (10\text{-}a)$$

٢ - فى حوائط القص المنفردة غير المرتبطة بالإطارات أو فى الإطارات المدعمة ، تتحدد من العلاقة : (10-b)

$$T = \frac{0.05\ h_n}{\sqrt{D_s}}$$

٣ - فى المبانى التى يتكون فيها نظام مقاومة القوة الجانبية من لإطارات الفراغية المقاومة للعزوم ، والقادرة على مقاومة ١٠٠٪ من القوى الجانبية المطلوبة ، هذه النظم تغلق أو تقفل أو يتم توصيلها (ربطها) بعناصر صلبة ، تكفل منع الإطار من مقاومة القوى الجانبية :

$$T = C_T h_n^{3/4} \qquad (10\text{-}c)$$

حيث $CT = 0.035$ للإطارات المعدنية، وتبلغ قيمة CT فى الإطارات الخرسانية 0.030.

* ستحدد قيمة S من الجدول (٥-٨) ، حيث تعرف أنواع التربة كما يلى :

١ - التربة من النوع S_1 :

وهى تربة تتميز بـ :

أ - صخرية الخواص ، سواء طيفى أو بللورى التكوين . ومثل هذه المادة تتميز بسرعة موجة القص التى تتعدى ٢٥٠٠ قدم/ثانية ، أو :

ب - حالات التربة الجاسئة ، حيث يكون عمق التربة أقل من ٢٠٠ قدم ، كما أن التربة الفوقية تكون من النوع الثابت .

التربة من النوع S_2 :

وهى تربة تتميز بـ :

مكونة من رواسب غير متلاصقة أو حالات طين جاسئة ، ويفوق عمق التربة فيها ٢٠٠ قدم ، كما أن التربة الفوقية تكون عبارة عن رواسب ثابتة من الرمال ، والحصى ، أو الطين الجاسئ .

٣- التربة من النوع S_3 :

وهى تربة تتميز بـ :

مكونة من طبقات طينية ناعمة - متوسطة الجساءة ، تتميز بحوالى ثلاثين

قدماً أو أكثر من الطبقات الطينية غير المتداخلة ، من الرمال أو أى تربة ضعيفة الالتصاق .

* يتم استخدام تصنيف S_2 أو S_3 للأماكن التى لاتكون فيها خواص التربة معروفة بدرجة كافية لتحديد نوع التربة ، أو كذلك للتربة غير المناسبة لأى نوع من الـ S_3, S_2, S_1 سوف نأخذ التصنيف الذى يعطى أكبر قيمة للمقدار CS.

٥ - ٣ - ٥ توزيع القوى الجانبية :

المنشآت ذات الأشكال المنتظمة أو الأنظمة الإطارية :

تتوزع القوة الجانبية الكلية V على ارتفاع المبنى بالتناسب مع ماورد فى المعادلات الآتية :

$$V = F_t + \sum_{i}^{n_1} F_i \qquad (11)$$

وتتحدد القوة المركزية للقمة حسب الصيغة التالية :

$$F_t = 0.07\, TV \qquad (12)$$

المنطقة	المعامل Z
4	1
3	0.75
2	0.375
1	0.1875
0	0.125

جدول (٥ - ٥)

معامل منطقة الزلازل Z

التصنيف	المعامل I
I	1.0
II	1.25
III	1.5
IV	NA

جدول (٥ - ٦)

معامل أهمية المنشا I

K	ترتيب العناصر لمقاومة القوى الجانبية
	نظام الحوائط الحاملة : نظام بنائى ذو حوائط حمل مدعمة لكل أو لمعظم الأجزاء المتعلقة بالأحمال الرأسية .
	ويتم مقاومة القوى الزلزالية عن طريق :
1.33	- حوائط قص خرسانية أو إطارات مدعمة .
1.33	- حوائط قص صخرية .
1.00	- دور أو دورين أو ثلاثة أدوار خفيفة من الخشب أو حوائط ذات أنظمة إطارية معدنية .
	نظام الإطار :
	- النظام الأساسى إطار فراغى لدعم الأحمال الرأسية .
1.00	- مقاومة قوة زلزالية تدعم بحوائط القص أو إطارات مدعمة .
	نظام إطارى مقاوم للعزم :
	- النظام الأساسى إطار فراغى لدعم الأحمال الرأسية .
	- مقاومة القوة زلزالية تدعم بنظام إطارى مقاوم للعزم :
1.00	* الإطارات المعدنية العادية .
0.67	* الإطارات الخاصة
1.25	* الإطارات الخرسانية الوسطية .
	النظام الإنشائى المشترك :
	* النظام الأساسى إطار فراغى لدعم الأحمال الرأسية مزود بنظام خاص لمقاومة القوة الزلزالية عن طريق خليط من نظام الإطار مع خوائط القص أو الإطار المدعم .

جدول (٥ - ٧)

معامل القوة الأفقية K فى المبانى والمنشآت الأخرى

K	ترتيب العناصر لمقاومة القوى الجانبية
0.80	- استخدام إطار خاص مقاوم للعزم .
1.00	- استخدام إطار متوسط المقاومة للعزم .
	الخزانات العلوية لكامل محتوياتها :
	- فى حالة الخزانات المرتكزة على أربعة أو أكثر من الأرجل
2.50 #	المتقاطعة المدعمة على المبنى .
2.00	- المنشآت الأخرى .
# الحد الأدنى لقيمة KC سيكون 0.12 والحد الأقصى للقيمة KCS لا يزيد عن 0.29 أو 0.23 المقاطع الجانبية من النوع الثالث فى المناطق الزلزالية (٣ ، ٤) . وسيصمم البرج للالتواء الناجم بنسبة ٥٪ كما هو وارد فى الفقرة (عزوم الالتواء الأفقى) ، والخزانات المنحرفة المدعمة بالمبانى ، أو التى لا توجد مع العناصر المدعمة ، ستصمم طبقًا لما هو موضح فى ٥ ، ٣-٩ تحت عنوان "العناصر غير الإنشائية" مع وضع فى الاعتبار أن : $C_p = 0.3$ * تفصيلات حوائط القص الصخرية يمكن الرجوع إليها فى مرجع «المتطلبات الأساسية للمنشآت الصخرية» ACI 530/ASCE 5 ، الملحق - A .	

تابع جدول (٥ - ٧)

معامل القوة الأفقية K فى المبانى والمنشآت الأخرى

المكافئ S	نموذج أو نمط القطاع الجانبى للتربة
1.0	S_1
1.2	S_2
1.5	S_3

جدول (٥ - ٨) مكافئ القطاع الجانبى للتربة S

– لاتتعدى قيمةV $F_t \leq 0.25$ ، ويمكن اعتبارها صفر عندما تكون قيمة $T = 0.7$ ثانية أو أقل .

* توزع النسبة المتبقية من إجمالى قص القاعدة على ارتفاع المنشأة ، بما فى ذلك المستوى n ، طبقاً للمعادلة :

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i} \quad (13)$$

وفى كل مستوى مصمم مثل x ، تطبق القوة F_x على مساحة المبنى ، طبقاً لتوزيع الكتلة على المستوى .

الارتداد :

قد تعتبر المبانى ذات الارتداد ، التى يكون فيها البعد البرجى فى كل اتجاه على الأقل مساوياً لـ ٧٥٪ من البعد المماثل من الجزء السفلى ، وقد تعتبر هذه المبانى مثل المبانى المنتظمة عديمة الارتداد ، أو من المبانى الشاذة غير الواردة فى هذا الجزء .

المنشآت ذات الأشكال غير المنتظمة أو الأنظمة الإطارية :

غالباً ما ترتكز الاختلافات الناتجة عن توزيع القوى الجانبية فى المنشآت ذات الأشكال غير المنتظمة أو الأنظمة الإطارية فى المقاومة الجانبية أو الجساءة بين الأدوار المتجاورة ، أو أية منشآت أخرى غير عادية ، وستتحدد الصفات باعتبار الخصائص المتعلقة بالمبنى ذاته من الوجهة الديناميكية .

توزيع القص الأفقى :

يتم توزيع القص الكلى لأى مستوى أفقى على عناصر متنوعة من أنظمة مقاومة الأحمال الجانبية التى تتناسب مع جساءتها ، وذلك باعتبار جساءة الداعمة الأفقية أو الحاجز .

إن عناصر الجساءة التى يفترض ألا تكون جزءاً من نظام مقاومة القوة الجانبية ، تزيد من تحمل المبنى عن الناتج من التصميم .

عزوم الالتواء الأفقية :

يشترط التصميم أن عزم الالتواء الناتج من كتل المبنى بالإضافة إلى عزم الالتواء الناتج عن الإزاحة المفترضة للكتلة ، لابد أن يكون كل منهما على مسافة ٥٪ من بعد المبنى العمودى فى اتجاه القوى .

الحواجز :

تصمم الأسقف وحواجز السطح والمجمعات لتتمكن من مقاومة القوى طبقًا للمعادلة الآتية :

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^{n} F_i}{\sum_{i=x}^{n} W_i} W_{px} \qquad (14)$$

حيث تحدد القوة F_{px} من المعادلة السابقة ، وهى ليست بحاجة لأن تزيد عن $0.30ZIW_{px}$.

عندما يكون الحاجز مطلوبًا لنقل القوى الجانبية من عناصر المقاومة الرأسية فوق الحاجز .. فإن العناصر الرأسية المقاومة أسفل الحاجز تميل للإزاحة فى العناصر، أو إلى التغيرات فى جساءة العناصر الرأسية ، كما ستضاف إلى هذه القوى حسبما ورد فى المعادلة السابقة .

وعلى أية حال .. فليست هناك حالة تكون فيها القوى الجانبية على الحاجز أقل من $0.14ZIW_{px}$.

للحواجز ذات الدعامة الجانبية للخرسانة أو حوائط البناء ، أعضاء شد مستمرة بين دعامات الحاجز لكى توزع داخل الحاجز ، كما يتم فى هذا الجزء تحديد قوى التثبيت . وقد تستخدم الدعامات المضافة من الحواجز المساعدة لنقل قوى التثبيت للعوارض الرئيسية .

ويتم إدراج الحاجز ضمن التصميم الخاص بالحوائط المدعمة .

٥ - ٣ - ٦ الانقلاب :

يتم تصميم كل مبنى لمقاومة آثار الانقلاب الناتجة عن قوى الزلزال المحددة فى هذا الجزء من الفصل .

ويتم حساب عزم الانقلاب لكل مستوى x من المعادلة التالية :

$$M_x = F_r\ (h_n - h_x) + \sum_{i=x}^{n} F_i\ (h_i - h_x) \quad (15)$$

إن زيادة عزم الانقلاب لكل مستوى تتوزع على عناصر المقاومة بنفس النسبة التى يتم بها توزيع القص الأفقى . وفى المبانى المرتفعة من الممكن أن يضرب أثر عزم الانقلاب عند أى عنصر فى معامل K ، مع الاعتماد على مكان أو موضع العنصر كما يلى :

للعشرة أدوار العليا	K = 1.0
ابتداءً من الدور (٢٠)	K = 0.8
	K = 0.8 - 1.0

وتتحدد هذه القيمة بعمل خط مستقيم بين الأدوار من العاشر إلى العشرين؛ حيث تكون الأعضاء الرأسية الأخرى قادرة جزئيًا على مقاومة عزوم الانقلاب ، والعمل على إعادة توزيع هذه الأعضاء ، وذلك إذا كانت أعضاء الإطار المكونة للمقاومة والجساءة كافية لنقل الأحمال المطلوبة المضافة .

وعندما يكون عنصر المقاومة الرأسية غير مستمر .. فإن عزوم الانقلاب يحمل عن طريق الدور السفلى لهذا العنصر ، الذى يقوم بنقل هذه الأحمال إلى الأساسات .

٥ - ٣ - ٧ الإزاحة وانفصال المبنى :

* لن تتعدى الانحرافات الجانبية أو الإزاحة النسبية للأدوار المتجاورة ، بما فى ذلك القيم الناتجة عن انحراف عناصر المقاومة الأفقية ، 0.005 مرة من قدر ارتفاع الدور ، وذلك باستثناء الحالة التى يتم فيها التحكم فى التشوه الكبير .
* يمكن حساب الإزاحة الأفقية بضرب القوى الجانبية فى (1/K) للحصول على مقدار الإزاحة ، ولن تكون النسبة 1/K أقل من 1.0 .
* ستصمم كل أجزاء المبانى أو المنشآت كما لو كانت وحدة متكاملة فى مقاومة القوى الأفقية . وذلك باستثناء الحالة التى يقصد منها إحداث انفصال إنشائى لهذه النسب بإحداث مسافة كافية لتجنب الأثر الناتج من الانحراف بتأثير الزلزال .

٥ - ٣ - ٨ التحديد البديل وتوزيع القوى الزلزالية :

ليس فى هذا الجزء من الفصل ما يمنع من عرض البيانات الميكانيكية الصحيحة لتأسيس القوى الجانبية وتوزيعها سواء عن طريق التحليل المرن وغير المرن . وفى مثل هذه النوعية من التحاليل ، ستوضع السمات الديناميكية للإنشاء فى الاعتبار ، وأهم المبادئ التى تتم ملاحظتها ما يلى :

١ - لن يقل قص القاعدة عن ٩٠٪ عما تم حسابه من قص باستخدام المعادلات من (٧) إلى (١٠).

٢ - قيم قص القاعدة المتكونة مع K = 0.67 إلى 2.50 تكون قابلة للتطبيق فقط ، إذا صمم المنشأ وتفصيلاته لتناسب الاحتياجات ، وذلك باستثناء التصميم الذى يكون فيه قص القاعدة مرتبطًا عن طريق القيد غير المرن بتبديد طاقة، أى بما يرفع قيمة K من 2.50 إلى 4.0 أو أكبر.

٣ - مجموعة مدخلات التحليل الديناميكي قد تكون : إما حسب الاستجابة السلسة أو حسب مجموعة تاريخ وقت الحركة التى تنعكس بها سمات المنشأة والمكان الملائم حسب مفهوم السلطة والقانون ، وحسب المبادئ السابقة .

٥ - ٣ - ٩ النظم الإنشائية :

طرق الحوائط الحاملة :

ربما تستخدم نظم الحوائط الحاملة حوائط أو إطارات كعناصر رأسية لمقاومة قوة الزلزال الجانبية . وقد تكون العناصر الأفقية لطريقة مقاومة قوة الزلزال حواجز أو جمالون . ويعتمد المعامل K على نوع الحائط كما ورد فى جدول (٥-٦) . وحيثما تكون طرق الإطارات عبر المحاور المتعامدة مختلفة ، فإن اعتبار المعامل K لكلا الاتجاهين سيكون مثل 1.0 ، أو 1.33 حسب الأكثر ملاءمة .

نظم إطار البناء :

تصمم نظم إطار البناء باستخدام معامل K = 1.0 ، وهى تتسم بوجود إطار ملائم لاحتياجات AISC للتصميم ، والتصنيع ، والإنشاءات المعدنية للأبنية أو حسب احتياجات الكود الأمريكى القومى للبناء ، للخرسانة المسلحة ANSI/ ACI318 ، كما أنه يتسم كذلك بوجود حوائط قص أو جمالون مقوى رأسى ليقاوم القوة الجانبية للزلزال .

نظام الإطار المقاوم للعزوم :

الوصلات المستخدمة فى الإطارات المعدنية :

وصلات الكمرة للعمود فى الإطار المقاوم للعزم من الحديد تزيد من قدرة الوصلة المحددة على مقاومة الأعضاء المكونة داخل الوصلة ، إلا إذا كان من الملائم أن يتم الدوران عن طريق التشوهات أو العيوب الموجودة فى مواد الوصلات ، ويؤخذ مدى الإزاحة الإضافى فى الحسبان .

الإطارات المعدنية العادية :

تصمم طرق الإطارات المعدنية المقاومة للعزم باستخدام عامل K = 1.0 ، مما

يكون له إطار مناسب لاحتياجات ومواصفات الهيئة ASCI فيما يتصل بالتصميم، والتصنيع ، والإنشاءات المعدنية للأبنية .

الإطارات الخاصة :

إن الطرق أو الأنظمة التى تستخدم معامل 0.67 = K سيكون لها عزم خاص يناسب احتياجات ومواصفات الهيئة ASCI فيما يتصل بالتصميم ، والتصنيع، والإنشاءات المعدنية للمبانى .

الإطارات الخرسانية الوسطية :

تصمم نظم الإطارات الخرسانية المقاومة للعزم حسب المواصفات الواردة فى الجزء (A-9) من مواصفات الهيئة ANSI / ACI318 وبالاعتماد على المعامل 1.25 = K . إن مثل هذه الإطارات لايسمح بها فى المنطقتين (٣،٤).

النظم المزدوجة :

تصمم الطرق المزدوجة باستخدام معامل K = 0.8 or 1.0 . وهى تتسم بوجود إطارات فراغية مقاومة للعزم ، حسبما ورد فى الفقرتين : (الإطارات الخاصة) ، (الإطارات الخرسانية الوسطية) على التوالى ، وهى كذلك قادرة نسبياً عى المقاومة بنسبة ٢٥٪ على الأقل من قوى الزلزال التى ورد وصفها . ستوزع القوى الزلزالية الكلية على نظم المقاومة المختلفة والمكونات التى تتناسب مع جساءتها .

الإطارات المدعمة :

فى المنطقتين الزلزليتين (٣ ، ٤) وكذلك المبانى ذات معامل الأهمية الأكبر من (I) أكبر من 1.0 والتى تقع فى المنطقة الزلزالية (٢) ، ستصمم كل مكونات الإطارات المدعمة بمقدار 1.25 مرة من القوة المحسوبة فى المعادلات السابقة ، كما تحدد مواصفات العناصر المعدنية فى الإطارات المدعمة حسب ما ورد فى (فقرة الإطارات الخاصة) . وستضاف مكونات الخرسانة المسلحة فى الإطارات المدعمة حسب ما ورد كذلك فى فقرة (الإطارات الخاصة) .

المنشآت المدفونة فى التربة :

يتم تطبيق المتطلبات التالية على كل العناصر الإنشائية عند منسوب سطح الأرض ، وفي الدور الأول أسفله ، والتي تعتبر ضرورية لنقل أحمال الأساسات الناتجة من الأحمال الجانبية :

١) في المنشآت ، حيث $K = 0.67$ أو 0.80، حسب متطلبات المطولية الخاصة للإنشاءات المعدنية ، أو الخرسانة المسلحة كما هو محدد في فقرة (الإطارات الخاصة) .

٢) في المنشآت التي بها إطارات الخرسانة الوسطية مع $K = 1.25$ ، والاحتياجات المطولية محددة حسب ما ورد في فقرة (الإطارات الخرسانية الوسطية) .

٥ - ٣ -١٠ القوى الجانبية للعناصر على المنشآت والمكونات غير الإنشائية :

تصمم أجزاء المنشآت والعناصر الإنشائية أو غير الإنشائية ، للنظام الإنشائي الأساسي وذلك لحساب القوى الجانبية ، طبقاً للمعادلة :

$$F_p = ZIC_p \; W_p \qquad (16)$$

إن القيم المتعلقة بـ C_p ، مذكورة في جدول (٥-٩) ، وكذلك قيم المعامل I في جدول (٥-٦) .

استثناء :

- ستكون قيمة I في قواعد الماكينات والمعدات المطلوبة لنظم أمن الحياة ١,٥ لجميع المباني .
- كما أن توزيع هذه القوى سيكون طبقاً لأحمال الجاذبية .

٥ - ٣ - ١١ الوصلات :

قواعد الربط للخرسانة أو الصخر :

سيتم ربط الخرسانة أو حوائط الصخر ، لكل البلاطات والأسطح التي تضيف دعامة جانبية للحائط . ومثل هذا الرباط سيضيف وصلة مباشرة موجبة

يمكنها مقاومة القوى الأفقية المحددة سابقًا .

ممرات الحمل :

ترتبط كل أجزاء المبنى أو المنشأة التى تنقل قوة الزلزال بممر حمل واحد مستمر لعنصر المقاومة . ويفترض أن المكونات عبر الممر والوصلة تكون قادرة على مقاومة القوى المساوية لـ 0.15 Z I أو 0.05 ، مرة وزن الجزء المربوط أيهما أكبر .

البوائك الخارجية :

تصمم بوائك الحوائط المتعلقة بالقص وغير الحاملة أو العناصر المشابهة المرتبطة بإحكام إلى المكونات الخارجية لمقاومة القوى المحددة من المعادلة (١٦) ، كما أنها ستناسب حركات البناء الناتجة من القوى الجانبية أو تناسب التغييرات الحادثة فى درجة الحرارة . وسوف تدعم الخرسانة السابقة التجهيز وبوائكها و العناصر الأخرى التى تجهز فى مواقع عملها أو الوصلات الميكانيكية حسب المواصفات التالية :

١ - يسمح وجود الوصلات ووصلات البائكة بالحركة النسبية بين الطبقات بما لا يقل عن 3.0 / K مرة قدر إزاحة الدور المرنة المحسوبة والناتجة عن قوى الزلزال المطلوبة أو (نصف) بوصة ، أيهما أكبر .

تصمم الوصلات التى تسمح بحركة فى المجال أو البائكة لإزاحة الدور من خلال انزلاق الوصلات المستخدمة للفتحات أو الوصلات التى تسمح بانزلاق متزامن أو قدرة مطيلية أو كليهما على السواء .

٢ - تتميز أجسام الوصلات بمطيلية كافية وقدرة دوران لتمنع الانكسار الذى يمكن أن يحدث للخرسانة .

٣ - يصمم جسم الوصلة مرة وثلث مرة قدر القوة المحددة فى المعادلة ١٦ ، مثل : المسمار ، وملحقات اللحام ، والأشاير ، والتى تصمم لتؤكد فصل المطيلية بالنسبة للوصلة ، أو تصمم بقدر ٤ أضعاف من الحمل المحدد فى المعادلة ١٦ .

٤ - المسامير المدفونة فى الخرسانة يجب أن تُربط أو تجنش مع حديد التسليح لنقل القوى إلى الحديد .

٥- ستكون قيمة المعامل I للوصلة الكلية ١,٠ فى المعادلة ١٦ .

شدادات الأساسات :

- الأساسات الخازوقية المنفصلة لكل المبانى أو المنشآت فى المناطق الزلزالية (٤،٣،٢) يجب ربطها عن طريق شدادات متعامدة معها تقريبًا إلا فى الحالات التى يتم فيها التحكم بقيد متزن ، عن طريق احتكاك التربة أو أية طرق أخرى .
- يجب تصميم الخوازيق أو الشدادات لتحمل القوى الجانبية التى حث عليها من قبل ، بقوة جانبية مساوية لـ 0.10ZI مرة قدر الحمل الرأسى الواقع على قاعدة الخازوق .

الإطارات المدعمة :

فى الإطارات المدعمة تصمم الوصلات لتطوير القدرة الإجمالية للعناصر أو أن يعتمد على القوى المحددة فى فقرة (الإطارات المدعمة) بدون زيادة الثلث من القوة المتزايدة للإجهاد الناتج عن قوى الزلزال .

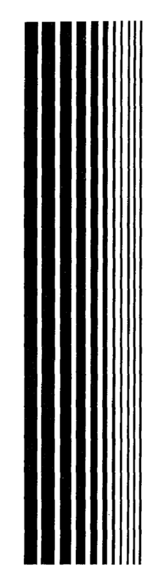
٥ - ٣ - ١٢ احتياجات اخرى :

العناصر الإنشائية غير المقاومة للزلازل :

فى المنطقتين الزلزالتين (٣ ، ٤) وكذلك بالنسبة للمبانى ذات عامل الأهمية الأكبر من (١) ، والواقعة فى المنطقة الزلزالية (٢) .. فإننا نجد عدم الاحتياج إلى كل عناصر الإطار لكى تعتبر جزءاً من نظام مقاومة القوة الجانبية التى سيتم تقديرها . ويبدو أن هذه الطريقة ملائمة لقدرة الحمل الرأسى والعزم الناتج عنه ، والمرتبط بـ 3/K مرة من القدر الناتج عن القوى الجانبية المطلوبة . تعتبر مقاييس الجساءة للعناصر الأخرى حسبما ورد فى فقرة توزيع الأحمال الجانبية .

إطارات مقاومة العزم :

قد تغلق إطارات فراغ مقاومة العزم الخاص أو توصل بعناصر جساءة تميل لمنع إطار الفراغ الحادث من مقاومة القوى الجانبية ، حيث يبدو واضحًا أن ذلك



الفصل السادس

النظم الإنشائية للمباني العالية

تعتبر منهجية الحساب الإنشائى من أهم مقومات الحصول على نتائج أقرب للدقة فخطوات الحساب يجب أن تسير وفق المراحل التسلسلية التالية:

١ - قبل اختيار الهياكل الإنشائية التى ستعتمد كأساس للحل الانشائى لابد من إجراء بعض الدراسات الأولية تتضمن معالجة المعلومات الخاصة بالتصميم المعمارى للمنشأ وبطبيعة التربة وكذلك منطقة الإنشاء. وكيفية استثمار المبنى وغيرها ، وهو ماتوضحه بايجاز الفقرة (٦ - ١) . ومن ثم يجرى اعتماد الهيكل أو النظام الإنشائى تبعاً لما ورد فى الفقرات الأخرى من هذا الفصل.

٢ - يجرى حساب كافة الأحمال الأفقية والرأسية التى سيجرى تطبيقها على المبنى المدروس ، بما فى ذلك أحمال الرياح والزلازل التى شرحت طريقة حسابها فى الفصلين الثالث والخامس .

٣ - تجرى عمليات التحليل الإنشائى للنظام الذى تم اعتماده، وفقاً لما هو موضح فى الفصل السابع، وذلك بغرض إيجاد القوى والعزوم التى تتعرض لها عناصر النظام أو الهيكل المختار .

٤ - يتم حساب الإجهادات المطبقة على عناصر الهيكل ، حيث يجرى بعد ذلك اختيار أبعاد القطاعات وتسليحها ، ويلى هذا العمل إعداد المخططات الإنشائية بما يتوافق مع معطيات الكود المعتمد فى الحساب.

٦ - ١ الدراسات الأولية:

تتألف الهياكل الإنشائية للمبانى العالية عموماً من مجموعات الجدران أو الأعمدة والكمرات الرابطة ، وعناصر التقوية وعناصر النقل ... وتتصل العناصر ببعضها البعض ، لتشكل هيكلاً مستقراً تحت تأثير الأحمال الأفقية والرأسية حيث

تنقل كافة الأحمال إلى الأساسات عبر تلك العناصر .

ومن المفروض فى هذه المنشآت ، توفر الحد المطلوب من الصلابة الأفقية ، إضافة للمتانة والاستقرار (التوازن) وذلك لمقاومة الدفع الجانبى للرياح والزلازل . ومن أجل ذلك نلاحظ أن الأسقف ، تلعب دوراً هاماً فى عمليات الربط الأفقى لعناصر المنشأ . وإن لم تحقق هذه الأسقف ذلك ، فيستوجب عندئذ تقوية المنشأ بعناصر رأسية لها نفس المهمة .

تسبق الدراسة الإنشائية للمبانى العالية ، لمقاومة دفع الرياح والزلازل اختيار الهياكل الإنشائية المناسبة والتى تحقق الشروط التى تمليها الأكواد المختصة، وذلك لتفادى الانزياح الأفقى الخطر، أو الهبوط أو انقلاب المبنى ، أو انهياره بسبب فقدان عناصره الإنشائية مقاومتها .

كما يسبق هذا الاختيار بعض الدراسات الأولية بالاعتماد على نتائج تقرير تربة موقع التأسيس ، وعلى المخططات والمساقط المعمارية . وعلى سبيل المثال نجد كثيراً من المبانى العالية تتمتع بمساحات أفقية شاسعة، مما يجعلها لاتحقق الشروط فى الأبعاد الأفقية . وفى مثل هذه الحالات يجب تقسيم المبنى إلى كتل إنشائية جزئية ، لتحديد أماكن فواصل الهبوط والفواصل الإنشائية .. حسبما هو موضح فى الشكل (٦ - ١) .

تتبسط الدراسة الإنشائية للهياكل المختارة كلما اقتربنا أكثر من تحقيق الاعتبارات التالية فى مرحلة الدراسات الأولية :

١ - الارتفاعات المتساوية لكافة أدوار المبنى تسهل عمليات الحساب .

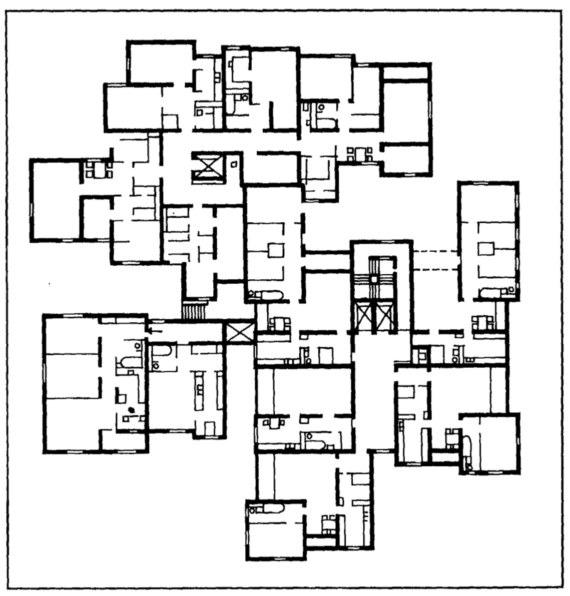
٢ - التناظر فى الهياكل الانشائية يؤدى إلى التخلص من إجهادات اللىّ .

٣ - تحقيق توزيع الأحمال الرأسية بشكل متساو فى كافة الأدوار ما أمكن.

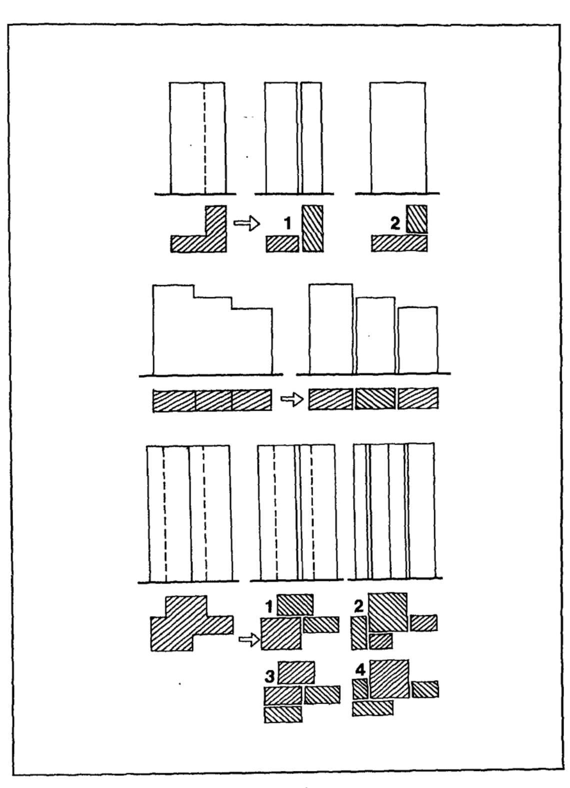
٤ - تحقيق الاستمرارية الرأسية فى كافة عناصر المبنى .

٥ - ربط الأساسات المنفردة أو المشتركة بشبكة من الروابط المتينة .

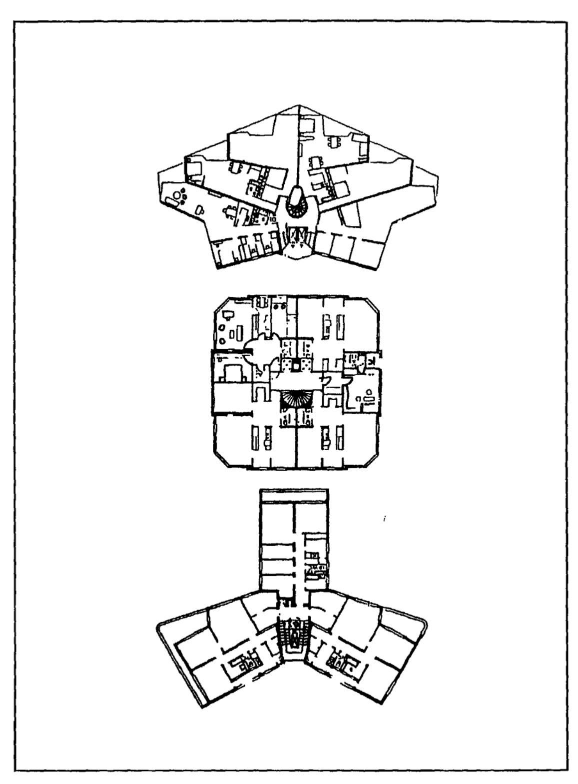
وبعدئذ يجرى اختيار واعتماد النظام الإنشائى المناسب وفقاً لما هو مبين فى الفقرات التالية .



الشكل (٦ - ١)



الشكل (٦ - ١) ب



الشكل (٦ - ١) جـ

٦ - ٢ تصنيف النظم الإنشائية :

يلعب الشكل الهندسى للبناء ، وكذلك المواد المكونة له ، الدور الأساسى فى تحديد مقاومة هذا البناء للدفع الأفقى الناتج عن حركة الرياح أو الزلازل ، كما أن تلك المقاومة ترتبط بشكل مباشر بالهيكل الإنشائى الذى يمتص هذه الأحمال .

لاتتجاوز أنواع الهياكل الأساسية من الخرسانة المسلحة التى تتلقى أحمال الرياح أو الزلازل نوعين . فهى إما أن تكون مبانى ذات حوائط حاملة ، أو مبانى هيكلية. وتتفرع عن المبانى الهيكلية مجموعة من النظم الإنشائية.. فهناك الإطارات ، وجدران القص ، والهياكل الأنبوبية ... كما سنرى .

يجرى اختيار النظام الإنشائى للمبنى العالى تبعاً لعدة عوامل، نذكر منها :

١ - الوظيفة الاستثمارية للمبنى .

٢ - ارتفاع المبنى، ومسقطه المعمارى .

٣ - عدد الأدوار الإجمالية .

٤ - شكل ومقدار الأحمال المطبقة .

٥ - طبيعة التربة وطبيعة موقع الإنشاء .

وهذا مع الافتراض أن مادة البناء مختارة مسبقاً من الخرسانة المسلحة.

وقد يجرى فى بعض الحالات القليلة اشتراك أكثر من طريقة فى حل إنشائى لمبنى واحد . إلا أن ذلك قد يزيد من تعقيد الحسابات .

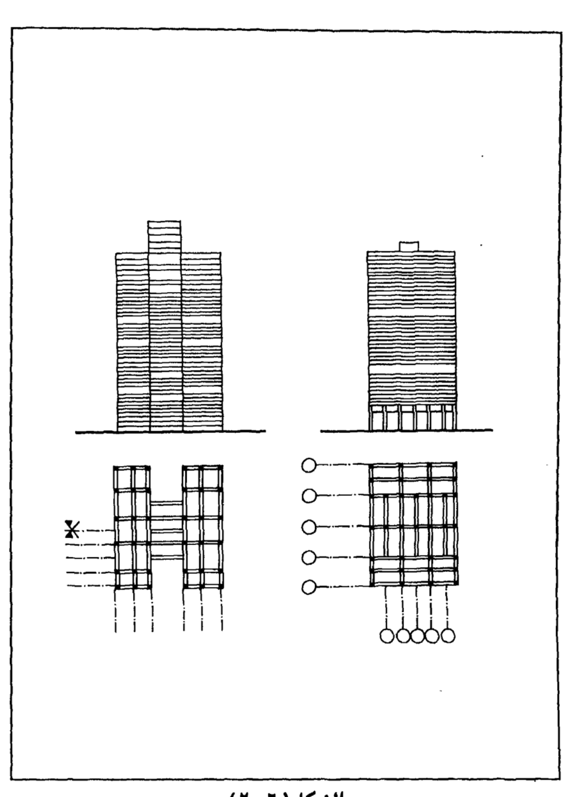
تستعرض الفقرات التالية النظم الإنشائية المعتمدة فى تلقى الأحمال الأفقية الناتجة عن الرياح وكذلك عن الزلازل والهزات الأرضية .

٦-٢-١ النظم الإطارية :

الإطار بشكله المنفرد البسيطِ ليس إلا عمودين متجاورين يربط بينهما كمرة، عبر نقاط اتصال متينة. وتزداد مقاومة هذا التشكيل الهندسى بزيادة صلابته ، وتبعاً لطرق وشكل اتصال الإطارات ببعضها البعض فى الفراغ ، لكى تكون مجموعة الإطارات هيكلاً واحداً.

تقاوم هياكل الإطارات الأحمال الأفقية والرأسية بشكل جيد، لذلك يمكن اعتمادها كحل إنشائى مقبول فى المبانى العالية التى لايزيد فيها عدد الأدوار عن (١٥ - ٢٠دور) فى الفنادق والمبانى السكنية، عن (١٠ - ١٥دور) فى مبانى المكاتب ومبانى الخدمات الأخرى .

يُوَصى عند اختيار نظام الإطارات كحل إنشائى لمقاومة دفع الرياح أو الزلازل فى المبانى العالية ، أن تحقق هذه الهياكل متانة اتصال الأعضاء عند العقد، بشكل يتناسب مع الوصول إلى قطاعات معقولة لهذه الأعضاء لاتعوق معه أية وظيفة استثمارية للمبنى ، أو تحدث أى خلل فى الشكل المعمارى له.



الشكل (٦ – ٢)

٦ - ٢ - ٢ انظمة جدران القص:

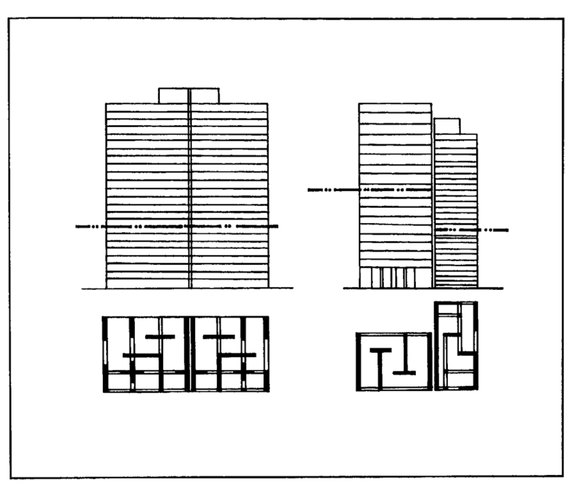
جدران القص هى جدران من الخرسانة المسلحة ، يجرى استخدامها فى المبانى العالية لمقاومة أحمال الرياح أو أحمال الزلازل إضافة إلى الأحمال الرأسية الأخرى.

قد تكون الجدران المذكورة مصمتة أو محتوية على فتحات ، وذلك بحسب الوظيفة المعمارية التى يؤديها الجدار . إلا أنه مما يذكر هنا ، أن الفتحات تزيد من تعقيد العمل الإنشائى ، وخاصة فى تلك الحالات التى تكون فيها هذه الفتحات غير متناظرة أو غير متكررة أو غير منتظمة.

مما يبسط طرق الحساب عند اختيار جدران القص ، أن تكون هذه الجدران ذات سمك ثابت على كامل ارتفاع المبنى المدروس ، أو على الأقل سمك ثابت فى الدور الواحد أو مجموعة من الأدوار بشكل لايؤثر معه تغير السماكات على عزم القصور . كما يفضل أن تحقق الجدران ما أمكن التناظر فى وضعها ضمن المبنى بحيث تمنع اللىّ الناتج عن القوى الأفقية.

يجرى اختيار الجدران عادة بصورة تحقق الصلابة فى الاتجاهات الأربعة وبأطوال على المسقط الأفقى وسماكات ، تمنع معها التمدد أو الانكماش الأفقى فى الأسقف والناتج عن إجهادات حرارية .

تستخدم هياكل جدران القص فى المبانى السكنية ومبانى الفنادق التى لايزيد عدد أدوارها عن(٢٠ - ٣٠ دور) وفى مبانى المكاتب ومبانى الخدمات الأخرى التى لايزيد عدد أدوارها عن (١٥ - ٢٠دور) .



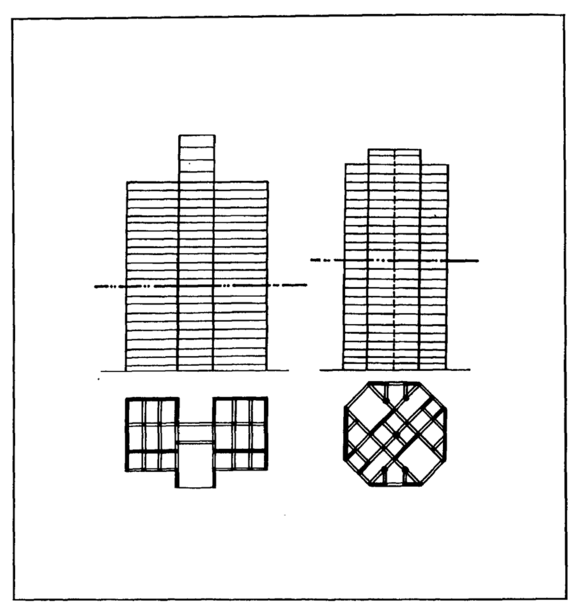
الشكل (٦-٣)

٦-٢-٣ النظم المشتركة :

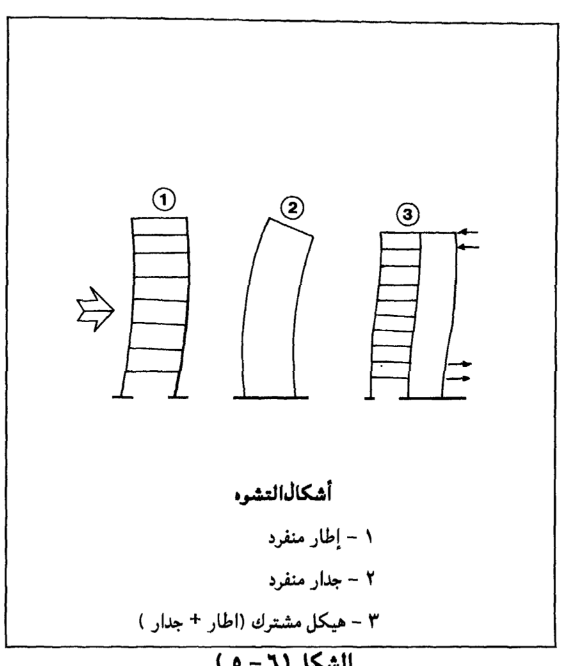
وهى الأنظمة الإنشائية المكونة مـــن جدران قص وإطارات معاً . يعطى هذا النظام حلولاً اقتصاديــة فى المبانـــى السكنية والفنـــادق التى لايزيد ارتفاعها عن (٣٠ - ٦٠دور) . فى حين لايزيد عــدد الأدوار فى مــبـانى الخـدمــات الأخـرى والمكاتب عن (٢٠ - ٣٥ دور) .

يعود سبب اقتصادية مثل هذه الحلول إلى العمل المشترك الذى تقوم به كل من الإطارات والجدران فى تحمل القوى الأفقية ، وبالتالى شكل التشوهات الناتجة عنها ، إذا أن صلابة الهيـاكل المختلطة يكون عـمـومـاً أكـبـر من صـلابة أى من

الجدران أو الإطارات بشكل منفرد ، مما يخفف من قيم التشوهات الحاصلة فى النظم المشتركة . والشكل (٦ - ٤) يوضح نماذج من الهياكل المختلطة والشكل (٦ -٥) يبين الكيفية التى تتشوه فيها كل من الإطارات ، وجدران القص ، والهياكل المختلطة بسبب القوى الأفقية .



الشكل (٦ - ٤)



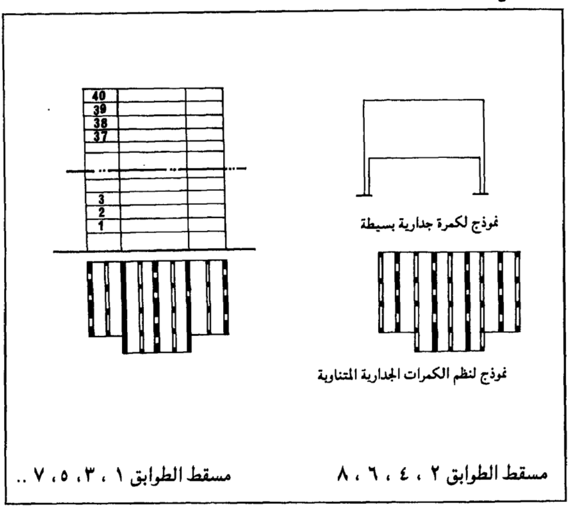
الشكل (٦ – ٥)

إن دراسة نماذج التشوهات للنظم الموضحة فى الشكل (٦ – ٥) توضح لنا الكيفية التى من خلالها تخفف تشوهات النظم المشتركة ، حيث تم ذلك بأن تساهم الإطارات بشد الجدران باتجاه الدفع الأفقى فى القسم السفلى من المبنى ، على حين يحدث العكس تماماً فى القسم العلوى منه ، وتجرى هذه العملية بسبب الاختلاف

الأسـاسى فى شكل التـشـوه بين الجدران كـهـيـكل مـسـتـقل ، والإطارات كـهـيـكل مستقل أيضاً .

٦-٢-٤ نظم الكمرات الجدارية المتناوبة :

يعبر هذا النظام عن هيكل من الكمرات العميقة(الكمرات الجدارية) الموزعة ضـمـن المبنى بشكل مـتـناوب،«كـأن تتكرر بعض الجـدران فـى الأدوار ذات الأرقـام الفـردية ، والبـعض الآخـر فى الأدوار ذات الأرقـام الزوجـيـة» كـمـا فى الشكـل(٦ - ٦) .



الشكل (٦-٦)

ويساوى ارتفاع كل كمرة من الكمرات ارتفاع الدور الذى يحتويها.

لوحظ من خلال الدراسات أن تشوهات الكمرات العميقة أقرب إلى تشوهات الجدران ، منها إلى تشوهات الإطارات ، لكون هذه الكمرات عناصر عالية الصلابة . وقد نصادف بعض الهياكل المختلطة المكونة من إطارات ، وكمرات عميقة . أوجدران وكمرات عميقة .

تصلح الهياكل ذات الكمرات العميقة للاستخدام فى المبانى السكنية التى لاتزيد عن (٤٠دور).

٦-٢-٥ أنظمة الانبوب الأحادى:

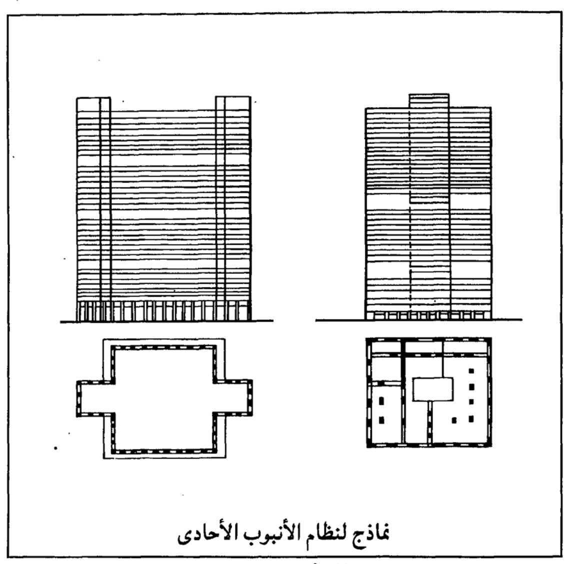
الأنظمة الأنبوبية الأحادية هى نظام إنشائى مكون من أعمدة موزعة على محيط المبنى ككل بصورة تكون معها المسافات بين الأعمدة متقاربة ولاتتجاوز ٣م كحد أقصى .

تستمر هذه الأعمدة على كافة أدوار المبنى ، وتربط فى كل دور بكمرة محيطية يكون ارتفاعها كبيراً نسبياً ، بحيث تكون الوصلات (العقد) قادرة على تحمل القوى والعزوم المطبقة ، لذلك تدعى أيضاً بنظام الأنبوب الإطاري، ويمثل هذا التشكيل أنبوب إنشائى منفرد ومستمر .

يُشَبَّه هذا النظام بالهيكل السابق ، كما يمكن تشبيهه بجدران القص المفرغة. ويستخدم فى المبانى السكنية المكونة من (٤٥ - ٦٠ دور) ، ومبانى المكاتب التى لايزيد عدد أدوارها عن (٣٠ - ٤٠دور) .

ومما يجدر ذكره فى هذه الأنظمة ، أن بعضاً من الأعمدة الداخلية أو الجدران الموزعة والمستمرة داخل الأدوار المتكررة، غالباً ما ينقطع استمرارها فى الدور الأرضى، وذلك نتيجة لاستخدام هذا الدور كمساحة خدمة للمبنى(جراج سيارات، أو محلات تجارية ، أو صالات متعددة الاستخدام ...) الأمر الذى يتطلب بأن

يكون قطاع الكمرة الرابطة أو المحيطة بالأعمدة المحيطية فى الدور الأرضى كبير جداً ، فقد يصل فى بعض الحالات إلى ارتفاعات تزيد عن ٦م بعرض يزيد عن ١م.



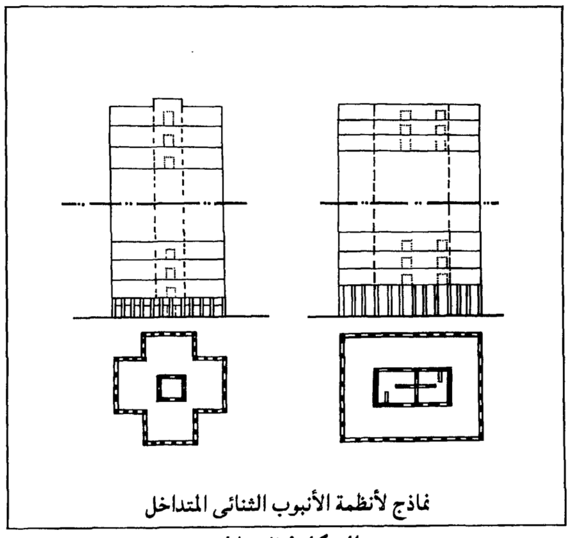
نماذج لنظام الأنبوب الأحادى

الشكل (٦-٧)

٦-٢-٦ أنظمة الأنبوب الثنائى المتداخل :

يشبه هذا النظام الهيكل السابق تماماً ، مع فارق واحد ، هو وجود أنبوب أو هيكل داخلى يكون على الأغلب مركزياً « فى وسط البناء » ، بحيث يستخدم لتوزيع الخدمات فى الأدوار .

إذن فنظام الأنبوب الثنائى المتداخل ، ليس إلا مجموعة من الأعمدة المستمرة والمحيطة بالبناء، ومربوطة بكمرات محيطية ذات صلابة كافية تشترك معها فى تلقى الأحمال مجموعة داخلية أشبه بالنواة المركزية تكون عناصرها على الأغلب من الكمرات العميقة (أو الجدران المفرغة) تستخدم هذه الهياكل فى المبانى السكنية المكونة من(٦٠ - ٨٠ دور) ، أو فى مبانى المكاتب التى يصل عدد الأدوار فيها إلى (٥٠ - ٦٠ دور)يوضح الشكل (٦ - ٨) بعض نماذج هذا النظام.



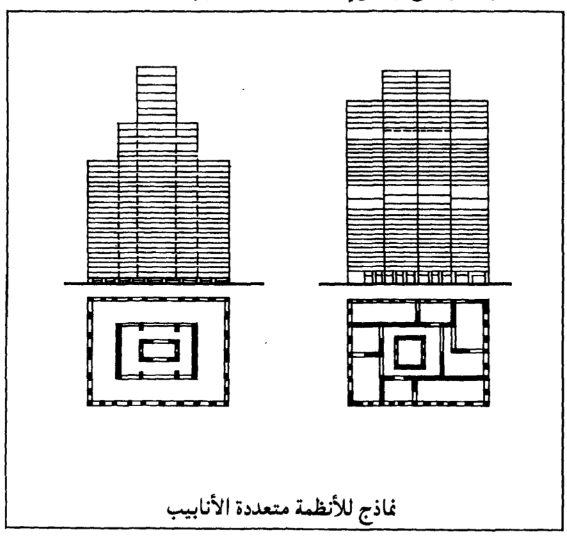
نماذج لأنظمة الأنبوب الثنائى المتداخل

الشكل (٦ – ٨)

٦ - ٢ - ٧ أنظمة الاانابيب المتعددة:

تستخدم فى هذا النظام عدة هياكل من الأنابيب الإطارية بشكل متداخل ، لتعطى هيكلاً إنشائياً يصلح لارتفاعات تصل إلى ١٢٠ دور .

ويمثل الشكل التوضيحى (٦ - ٩) بعضاً لهذه النماذج . كما يبين الشكل (٦ - ١٠) الشكل العام لبرج سيزر (Sears Tower) الواقع فى ولاية شيكاغو بأمريكا ، والذى يعتبر أعلى بناء فى العالم . إذ يبلغ ارتفاعه ٤٤٢م وعدد أدواره ١١٠ دور . وهو مبنى بهياكل إنشائية متعددة الأنابيب.



نماذج للأنظمة متعددة الأنابيب

الشكل (٦ - ٩)

* إضافة إلى النظم الإنشائية سالفة الذكر ، هناك كما ذكرنا هياكل أخرى . فقد يشترك نظام أو أكثر ليشكل هيكلاً مختلطاً .

فى المبانى التى يزيد عدد أدوارها عن (٦٠ - ٨٠ دور) يصبح استخدام الهيكل المعدنى ضرورة اقتصادية .

الشكل (٦ - ١٠)

من خلال إلقاء الضوء الموجز على الهياكل أو النظم الإنشائية السابقة . نستطيع اختيار إحداها بالاستعانة بالجدول (٦ - ١) بعد إنجاز مرحلة الدراسات الأولية.

النظام الإنشائى المناسب وفقاً لنوع المبنى							
اسم النظام	إطارات	جدران قص	نظم مشتركة	نظم متناوبة	أنبوب أحادي	أنبوب ثنائى	أنابيب متعددة
عدد الأدوار في المبنى	مباني سكنية ١٥–٢٠	مباني سكنية ٢٠–٣٠	مباني سكنية ٣٠–٦٠	مباني سكنية ٣٥–٥٠	مباني سكنية ٤٥–٦٥	مباني سكنية ٦٠–٨٠	مباني سكنية ٨٠–١٢٠
	مكاتب ١٠–١٥	مكاتب ١٥–٢٠	مكاتب ٢٠–٣٥	مكاتب ٣٠–٤٠	مكاتب ٢٥–٥٠	مكاتب ٥٠–٦٠	مكاتب ٦٠–٨٠
١٠٠							
٩٠							
٨٠							
٧٠							
٦٠							
٥٠							
٤٠							
٣٠							
٢٠							
١٠							

الجدول (٦ – ١)

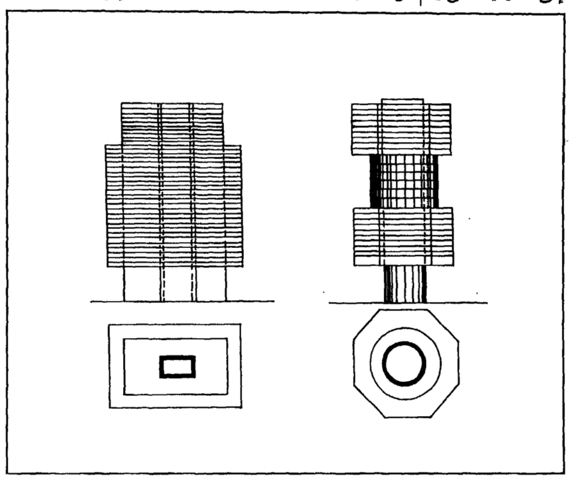
٦ – ٣ النواة المركزية فى المبانى العالية:

فى الحالات التى لاتسمح فيها الشروط المعمارية بإغلاق محيط المبنى (لسبب جمالى أو لسبب آخر) فى الدور الأول أو فى الدورين الأولين منه إغلاقاً كاملاً ، يلجأ الإنشائيون إلى رفع البناء ، وتحميله على عناصر إنشائية من الجدران المسلحة أو غيرها ، بحيث تقع هذه العناصر داخل البناء ، لتشغل مساحة

أصغر عند منسوب الأرض الطبيعية . تدعى مجموعة هذه العناصر الإنشائية بالنواة المركزية .

وإضافة للدور الذى يلعبه هذا النظام بإعطاء أحجام كبيرة من الفراغ المحيط بالمبنى فى أسفله ، فهو يساهم فى منح شىء من الجمال المعمارى لهذه المنشآت .

يعتبر هذا النظام الإنشائى من حيث التكاليف غير اقتصادى ، ويعود ذلك إلى الكيفية التى يتم من خلالها انتقال الأحمال الأفقية والرأسية إلى الأساسات .



الشكل (٦ - ١١)

فالأحمال الأفقية والأحمال الرأسية العائدة للجزء المعلق ، تنقل إلى العناصر الحاملة « الجدران» فى النواة المركزية عن طريق مجموعة من العناصر الإنشائية

المساعدة كالشدادات . أما الأحمال الرأسية المطبقة على المساحات المحدودة بمحيط النواة فتنقل مباشرة إلى جدرانها ، لكون هذه العناصر تساهم بارتكاز البلاطات عليها .

٦-٤ نقل الأحمال إلى الأساسات :

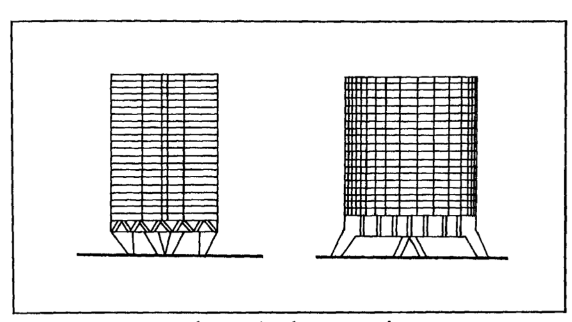
فى المبانى التى تتكرر فيها الهياكل الإنشائية من الدور الأرضى ، بحيث تستمر كافة الأعمدة وكذلك الجدران على كامل المبنى ، لايعانى الإنشائيون من قضايا نقل الأحمال إلى الأساسات ، فالاستمرار يبسط عمليات الحساب .

أما مايحدث فى المبانى العالية عموماً ، من حيث استخدام الدور الأرضى بشكل مغاير لاستخدام الأدوار الأخرى ، فقد يفرض بأن يتم رفع المبنى على أعمدة أو قد يلغى من الدور الأرضى بعض الأعمدة أو بعض الجدران التى يستمر وجودها فى بقية الأدوار . وهذا ماتتطلبه أيضاً حلول أنظمة الأنبوب الأحادى (راجع الفقرة ٦ - ٢ - ٥) ، الأمر الذى يؤدى إلى تعقيد طرق نقل الأحمال إلى الأساسات .

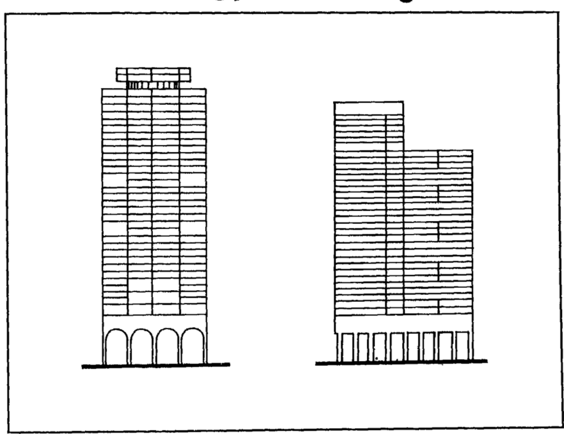
يمكن التغلب على هذه المشكلة باستخدام هيكل أو هياكل إنشائية تساعد على عمليات النقل تدعى بهيكل النقل أو هيكل التحويل ، يجرى استخدامها فى الدور الأرضى من البناء.

تبعاً للمتطلبات المعمارية والاستثمارية ، فقد يكون هيكل النقل من حيث عمله الإنشائى فراغياً ، كالإطارات الفراغية ، أو مستوياً ، كالأقواس والإطارات العادية ، أو الجدران أو خطياً كمجموعات الأعمدة والكمرات المحيطية .

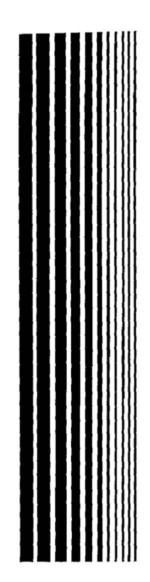
والشكل (٦ - ١٢) يبين نماذج من هيكل التحويل والنقل .



نماذج لأنظمة نقل الأحمال إلى الأساسات

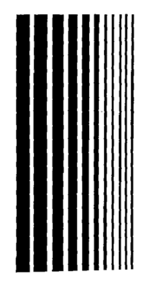


الشكل (٦-١٢)



الفصل السابع

التحليل الإنشائى لهياكل المبانى العالية بالطرق التقريبية



٧ - ١ مقدمة :

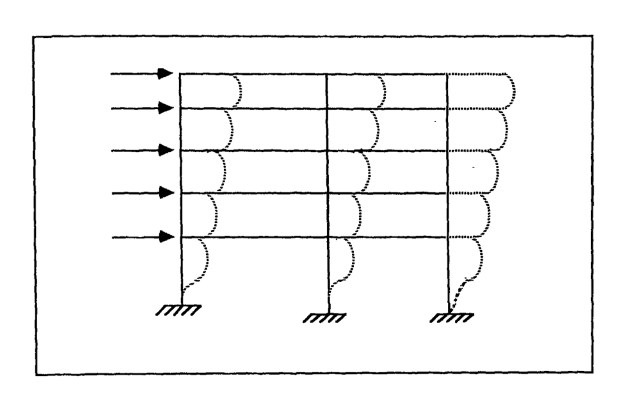
من المعروف أن أشكال الأحمال التى تتعرض لها المبانى العالية عديدة ومتنوعة ، فهناك الأوزان الرأسية الدائمة والمؤقتة ، وكذلك القوى الأفقية الناتجة عن الزلازل أو الرياح ، إضافة للأحمال الناتجة عن تغيرات الحرارة أو عن هبوط الركائز ... وإلى غير ذلك .

وتتسبب هذه الأحمال بخلق إجهادات مختلفة فى عناصر الهيكل الإنشائى تتجلى فى عزوم الانحناء أو عزوم اللى أو قوى القص أو القوى المحورية .... كما يمكن أن تكون هذه الإجهادات بسيطة أو مركبة ، وفقاً لطبيعة عناصر الهيكل ولطرق ترابطها .

تهدف عملية التحليل الإنشائى إلى إيجاد الإجهادات الداخلية فى كل عنصر من الهيكل الإنشائى وتحديد أشكال التشوه والانزياح والهبوط من خلال حل المسائل المتعلقة بسلوك الهيكل تحت تأثير الأحمال المختلفة .

إن أى منشأ من الناحية الهندسية عبارة عن آلية مركبة تدعم مجموعة القوى المطبقة عليها فى وضع معين متزن ومستقر ، وبصورة عامة يعتبر المنشأ مستقراً إذا أمكن له تأمين مقاومة تعاكس أية حركة وشيكة فيه . ويُفترض أنّ التصميم الإنشائى يجب أن يحقق هذا الاستقرار ، تحت تأثير كافة الأحمال . كما يجب بالضرورة أن يحقق المتانة والمقاومة الكافيتين لقطاعات عناصر الهيكل .

تُعتبر صفة الاستمرار فى عناصر الخرسانة المسلحة صفة مميزة لمنشآته ، فهى من أكثر العوامل تعقيداً ، إذ أنها تجعل من مجموعات تلك العناصر هياكل إنشائية غير محددة استاتيكياً . الأمر الذى يؤدى إلى تعقيد طرق الحل والحساب،



الشكل (٧ - ١)

أحد أشكال تشوه هياكل الإطارات تحت تأثير الدفع الأفقى

والاضطرار إلى استخدام علاقات تفاضلية وتكاملات رياضية ، قد لاتتمكن الأعمال اليدوية من حلها فى بعض الأحيان ، دون الاستعانة بالحاسب . فعمليات التحليل الإنشائى فى مثل هذه الحالات ، تحتاج لحسابات مطولة ومعقدة ، علاوة على تكاليفها المرتفعة .

ومن ناحية أخرى ، لاتُعتبر قوى الرياح والزلازل فيما لو قورنت بالأحمال الرأسية التى تتلقاها المنشآت ، ذات آثار كبيرة . لذلك يمكن القول بأنه يجوز الاستغناء عن طرق التحليل الدقيقة ، فى تحليل قوى الرياح والزلازل واعتماد الطرق التقريبية بحد معقول ، وضمن شروط معينة .

نلاحظ على سبيل المثال أن صلابة العناصر المختلفة ، تشكل عاملاً هاماً فى

الحساب الإنشائى . وقد نصادف بعضاً من المبانى العالية المحتوية على جدران داخلية تزيد صلابتها بمقدار (٣٠٠٪) أو أكثر عن صلابة المنشأ ككل ، من أجل مقاومة الرياح .

فى حالات مشابهة للوضع المذكور ، تُهمل الطرق النظرية ، والحسابات التقريبية تأثير صلابة تلك الجدران بسبب صعوبة إجراءات الحل . ويبقى الطريق الوحيد لتعيين الصلابة هو التجارب المخبرية التى تُجرى على نموذج مصغر للبناء يجرى اختباره فى النفق الهوائى ، مما يسبب تكاليف باهظة على العمل .

مع هذه المعطيات نستنتج أن الطرق الكلاسيكية والطرق التقريبية تحافظ على أهميتها بشكل كبير فى حساب تأثير القوى الأفقية الناتجة عن الرياح والزلازل فى المبانى العالية .

إن الطرق التقريبية تعتمد على افتراضات مبسطة كثيرة تساعد فى الوصول إلى نتائج مقبولة ، فإهمال العمل الفراغى للهياكل الإنشائية واعتماد الهياكل الخطية أو المستوية ، هو أحد الافتراضات التى تقترب من الدقة كلما اقترب الهيكل المدروس من وضع التناظر هندسياً ورياضياً .

هذا وتقترب الطرق التقريبية من الدقة كلما كان السلوك الفعلى للمنشآت أقرب إلى الافتراضات التى تعتمد عليها تلك الطرق .

يساعد تناظر المنشأ حول محاور هندسية ومحاور مرونة (EI) فى الحصول على نتائج أكثر دقة عند استخدام الطرق التقريبية للتحليل الانشائى ، إذ يسمح هذا التناظر بأن نعتبر توزيع القوى الجانبية ، والإجهادات الناتجة عنها مسألة مستوية ، ويكون حينئذ السلوك الفعلى للهيكل ، قريب إلى حدٍ لا بأس به من الافتراضات التى استندنا عليها عند الحساب بهذه الطرق .

٧ - ٢ توزيع أحمال الرياح على عناصر الهيكل الانشائى :

عندما تؤثر أحمال الرياح على بناء ما ، فان ردود الأفعال التى تقاوم بواسطتها عناصر الهيكل تلك الأحمال ، لاتكون متساوية القيمة عادة . ويعود ذلك إلى الاختلاف فى أبعاد تلك العناصر ، ومرونتها أو صلابتها ، ويُترجم هذا المفهوم رياضياً على النحو التالى :

إذا افترضنا أن الحمل الأفقى المطبق على مجموعة ما من العناصر عددها (1-2-3..i..n) هو (W) ، فإن أى عنصر مثل (i) سيقاوم نسبة من هذا الحمل مقدارها (f_i . W) ونسمى (f_i) بمعامل الصلابة النسبية لهذا العنصر ، أى المعامل الذى يمثل قدرة العنصر (i) على مقاومة الأحمال المطبقة عليه ، بشكل يتوافق معه الانتقال الحاصل فى هذا العنصر مع الانتقال فى الهيكل كله ، الناتج عن تطبيق (W) عليه . لذلك تعرَّف الصلابة النسبية لعنصر كمايلى :

الصلابة النسبية للعنصرعلى القص ، هى مقدار القوة الأفقية التى تسمح بأن يتحرك هذا العنصر بحركة انتقال خطى بنفس منحنى واتجاه القوة مقدارها (Δo). حيث (Δo) هى وحدة الانتقالات.

الصلابة النسبية للعنصر على الانحناء ، هى مقدار القوة الأفقية التى تسمح بأن يدور هذا العنصر بزاوية مقدارها (ϕo). حيث (ϕo) هى وحدة الدوران.

إذن يمكن القول بشكل عام بأن صلابة العنصر النسبية ، هى مقدار القوة الأفقية التى تؤدى إلى انتقال أفقى ذو دوران فى العنصر مقداره الوحدة.

نستطيع عند دراسة مجموعة من العناصر الإنشائية الواقعة فى منسوب أفقى واحد (دور واحد) استبدال الصلابة النسبية للعناصر بعزم القصور بشرط تحقيق مايلى :

١ - أن تمتلك كافة العناصر فى الدور المدروس معامل مرونة واحد (E).

٢ - لجميع العناصر نفس شروط الارتكاز فى الأعلى والأسفل .

٣ - تمتلك كافة العناصر نفس الارتفاع فى الدور المدروس .

وتبعاً لافتراض توافر هذه الشروط فى المبانى المدروسة ، ندرس الطريقة التالية فى توزيع الأحمال الأفقية .

٧-٢-١ طريقة مركز المرونة التقريبية :

وتسمى أيضاً بطريقة مركز الثقل أو مركز الدوران ، وتعتمد هذه الطريقة التقريبية على الأسس التالية :

١ - الشروط الثلاث المذكورة أعلاه محققة .

٢ - تعتبر مقاومات الجدران (العناصر الخطية) فى الاتجاه القصير لمقاطعها معدومة والأحمال الأفقية تطبق عليها فى الاتجاه الطويل فقط.

٣ - لاتتشوه الأسقف المستوية فى الأدوار ، بسبب القوى الأفقية المطبقة عليها .

قبل استعراض كيفية استخدام طريقة المرونة لابد من التذكير بعزوم القصور للأشكال المستوية :

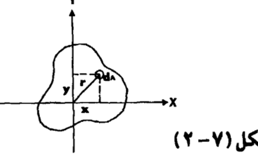
أولاً : عزوم القصور للأشكال المستوية :

١ - يُعطى عزم القصور لشكل مستو بالنسبة إلى محورين (x,y) واقعين فى مستويه كمايلى :

$$I_x = y^2.A$$

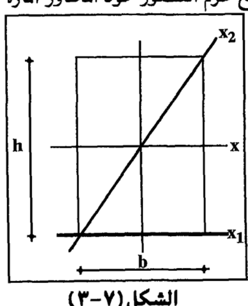
$$I_y = x^2.A$$

حيث (A) مساحة الشكل .



الشكل (٧-٢)

ومن أجل مستطيل أبعاده (b×h) يصبح عزم القصور حول المحاور المارة بمركز ثقله .



الشكل (٧-٣)

$$I_x = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_y = \frac{hb^3}{12}$$

- عزم قصور المستطيل بالنسبة لقاعدته

$$I_{x1} = \frac{b.h^3}{3}$$

- عزم قصور المستطيل بالنسبة إلى قطره

$$I_{x2} = \frac{b^3.h^3}{6(b^2+h^2)}$$

- عزم قصور متوازى الأضلاع (ضلعاه b×h) بالنسبة إلى قاعدته

$$I_{x1} = \frac{bh^3}{3}$$

ويمكن الحصول على عزم قصور أى شكل مستو بالنسبة إلى محور ما ، بتقسيم سطحه إلى شرائح . وضرب مساحة كل شريحة بمربع بعد مركز ثقلها عن المحور المفروض .

٢ - يعطى نصف قطر القصور لشكل ما بالعلاقة :

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

حيث I = عزم القصور و A = مساحة الشكل

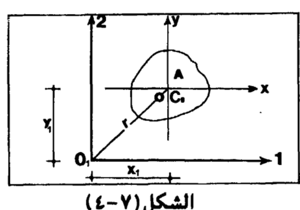
٣ - عزم القصور القطبى :

يسمى عزم قصور شكل ما بالنسبة إلى محور متعامد مع مستويه بعزم القصورالقطبى (J).

$$J = r^2.A = I_x + I_y$$

أنظر الشكل (٧ - ٢)

٤ - عزم قصور شكل ما حول محورين (2 و 1) موازيين للمحورين (x,y) المارين بمركز ثقله هو :



الشكل (٧-٤)

$I_1 = I_x + A.Y^2{}_1$

$I_2 = I_x + A.Y^2{}_1$

حيث (A) مساحة الشكل

(x_1,y_1) إحداثيى مركز الثقل بالنسبة للمحورين (1,2) .

٥ - عزم القصور حول محور عمودى على الشكل ومار من النقطة (O_1) (أى حول محور موازٍ للمحور المار من مركز الثقل المتعامد مع مستو الشكل).

$$I_{01} = J_o + A.r^2$$

٦ - محورا القصور الرئيسيين:

هما بالتعريف المحوران اللذان يكون عندهما عزمى القصور (I_y,I_x) بحدودهما الصغرى أو القصوى، ويحددان بالعلاقة التى تعطى الزاوية (θ) كمايلى :

$$t_{g2\theta} = \frac{2I_{xy}}{I_y - I_x}$$

حيث (I_{xy}) حاصل ضرب القصور للسطح المدروس

$$I_{xy} = x.\ y.\ A$$

وفى الشكل (٧ - ٥) يعطى حاصل ضرب القصور حول المحورين (1,2) كمايلى :

$$I_{12} = I_{xy} + x_1.y_1.A$$

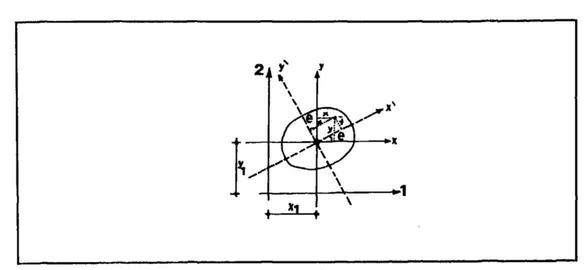
** **ملحوظة** : يمثل الجدول (٧ - ١) عزم القصور وحاصل ضرب القصور للأشكال المختلفة حول محورين متعامدان يمران بمركز ثقل الشكل

Section	Area A	Distance from Axis to Extreme Fibers y and y_1	Moment of Inertia I	Section Modulus $S=\frac{I}{y}$	Radius of Gyration $r=\sqrt{\frac{I}{A}}$
	$\frac{b\cdot d}{2}$	$y=\frac{2d}{3},\ y_1=\frac{d}{3}$	$\frac{b\ d^3}{36}$	$\frac{b\cdot d^2}{24}$	$\frac{d}{\sqrt{18}}=.236d$
	$\frac{b\cdot d}{2}$	$y=d$	$\frac{b\cdot d^3}{12}$	$\frac{b\cdot d^2}{12}$	$\frac{d}{\sqrt{6}}=.408d$
	$\frac{b+b_1}{2}\cdot d$	$y=\frac{b_1+2b}{b_1+b}\cdot\frac{d}{3}$ $y_1=\frac{b+2b_1}{b+b_1}\cdot\frac{d}{3}$	$\frac{b^2+4b\cdot b_1+b_1^2}{36(b+b_1)}\cdot d^3$	$\frac{b^2+4b\cdot b_1+b_1^2}{12(2b+b_1)}\cdot d^2$	$\frac{d}{6(b+b_1)}\sqrt{2(b^2+4b\cdot b_1+b_1^2)}$
	$\frac{\pi d^2}{4}=.785d^2$	$y=\frac{d}{2}$	$\frac{\pi d^4}{64}=.049d^4$	$\frac{\pi d^3}{32}=.098d^3$	$\frac{d}{4}$
	$\frac{\pi(d^2-d_1^2)}{4}=$ $.785(d^2-d_1^2)$	$y=\frac{d}{2}$	$\frac{\pi(d^4-d_1^4)}{64}$ $=.049(d^4-d_1^4)$	$\frac{\pi(d^4-d_1^4)}{32d}$ $=.098(d^4-d_1^4)\div d$	$\frac{\sqrt{d^2+d_1^2}}{4}$
	$\frac{\pi d^2}{8}=.393d^2$	$y=\frac{(3\pi-4)d}{6\pi}=.288d$ $y_1=\frac{2d}{3\pi}=.212d$	$\frac{9\pi^2-64}{1152\pi}\cdot d^4$ $=.007d^4$	$\frac{9\pi^2-64}{192(3\pi-4)}\cdot d^3$ $=.024d^3$	$\frac{\sqrt{9\pi^2-64}}{12\pi}\cdot d$ $=.132d$
	$\frac{\pi b\cdot d}{4}=.785b\cdot d$	$y=\frac{d}{2}$	$\frac{\pi b d^3}{64}=.049b\cdot d^3$	$\frac{\pi b\cdot d^2}{32}=.098b\cdot d^2$	$\frac{d}{4}$
	$\frac{\pi b\cdot d}{4}=.785b\cdot d$	$y=\frac{b}{2}$	$\frac{\pi d b^3}{64}=.049d\cdot b^3$	$\frac{\pi d b^2}{32}=.098d\cdot b^2$	$\frac{b}{4}$

جدول (٧ – ١)

Section	Area A	Distances to Extreme Fibers y and y_1	Moment of Inertia I	Section Modulus $S=\frac{I}{y}$	Radius of Gyration $r=\sqrt{\frac{I}{A}}$
	$\frac{3}{2}d^2\tan 30^\circ$ $=.866d^2$	$y=\frac{d}{2}$	$\frac{A}{12}\left[\frac{d^2(1+2\cos^2 30^\circ)}{4\cos^2 30^\circ}\right]$ $=.06d^4$	$\frac{A}{6}\left[\frac{d(1+2\cos^2 30^\circ)}{4\cos^2 30^\circ}\right]$ $=.12d^3$	$\frac{d}{4}\sqrt{\frac{1+2\cos^2 30^\circ}{3\cos^2 30^\circ}}$ $=$[illegible]
	$\frac{3}{2}d^2\tan 30^\circ$ $=.866d^2$	$y=\frac{d}{2\cos 30^\circ}$ $=.577d$	$\frac{A}{12}\left[\frac{d^2(1+2\cos^2 30^\circ)}{4\cos^2 30^\circ}\right]$ $=.06d^4$	$\frac{A}{6}\left[\frac{d(1+2\cos^2 30^\circ)}{4\cos 30^\circ}\right]$ $=.104d^3$	$\frac{d}{4}\sqrt{\frac{1+2\cos^2 30^\circ}{3\cos^2 30^\circ}}$ $=.264d$
	$2d^2\tan 22\frac{1}{2}^\circ$ $=.828d^2$	$y=\frac{d}{2}$	$\frac{A}{12}\left[\frac{d^2(1+2\cos^2 22\frac{1}{2}^\circ)}{4\cos^2 22\frac{1}{2}^\circ}\right]$ $=.055d^4$	$\frac{A}{6}\left[\frac{d(1+2\cos^2 22\frac{1}{2}^\circ)}{4\cos 22\frac{1}{2}^\circ}\right]$ $=.109d^3$	$\frac{d}{4}\sqrt{\frac{1+2\cos^2 22\frac{1}{2}^\circ}{3\cos^2 22\frac{1}{2}}}$ $=.257d$
	$b\cdot d-h(b-t)$	$y=\frac{d}{2}$	$\frac{b\cdot d^3-h^3(b-t)}{12}$	$\frac{b\cdot d^3-h^3(b-t)}{6d}$	$\sqrt{\frac{b\cdot d^3-h^3(b-t)}{12[b\cdot d-h(b-t)]}}$
	$b d-h(b-t)$	$y=\frac{b}{2}$	$\frac{2s\cdot b^3+h t^3}{12}$	$\frac{2s\cdot b^3+h t^3}{6b}$	$\sqrt{\frac{2s\cdot b^3+h t^3}{12[b d-h(b-t)]}}$
	$b d-h(b-t)$	$y=\frac{d}{2}$	$\frac{b\cdot d^3-h^3(b-t)}{12}$	$\frac{b\cdot d^3-h^3(b-t)}{6d}$	$\sqrt{\frac{b\cdot d^3-h^3(b-t)}{12[b\cdot d-h(b-t)]}}$
	$b\cdot d-h(b-t)$	$y=\frac{[illegible]}{b\cdot d-[illegible]}$ $y_1=b-y$	$\frac{2b^3 s+h t^3}{3}-Ay_1^2$	$\frac{I}{y}$	$\sqrt{\frac{I}{A}}$
	$t d+s(b-t)$	$y=\frac{d}{2}$	$\frac{t d^3+s^3(b-t)}{12}$	$\frac{t\cdot d^3+s^3(b-t)}{6d}$	$\sqrt{\frac{t d^3+s^3(b-t)}{12[t d+s(b-t)]}}$

تابع جدول (٧ - ١)

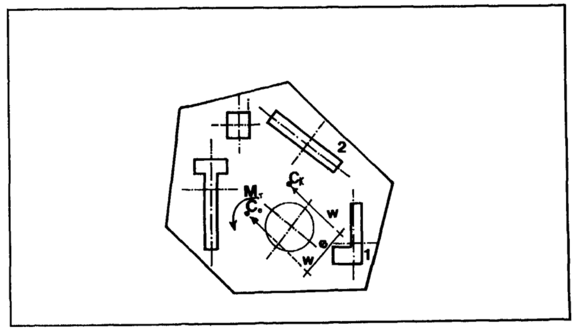


الشكل (٧-٥)

٧ - ٢ - ١ - ١ طريقة مركز المرونة التقريبية فى الحالة العامة :

يمثل الشكل (٧ - ٦) مجموعة من العناصر المختلفة التى تحقق الافتراضات الأساسية التى تعتمد عليها هذه الطريقة.

تتعرض هذه العناصر التى عددها (n) إلى قوة أفقية (W) مطبقة فى مركز ما(Cg) .



الشكل (٧-٦)

ونظراً لاختلاف عزم قصور هذه العناصر حول محاورها فى الاتجاه القصير، والمارة من مراكز ثقلها ، فإن الحمل (W) سيؤدى إلى دوران هذه المجموعة حول محور واحد عمودى على الشكل المبين (Ce) إضافة إلى انتقال أفقى(Δ) .

وتسمى النقطة (Ce) المار منها المحور المذكور بمركز دوران المجموعة . أو بمركز المرونة لها .

إن دوران هذه المجموعة يسبب عزم لىّ مقداره :

$$M_T = W. e$$

يؤثرعلى كافة العناصر بسبب عدم تطابق مركز تأثير الحمل (Cg) مع المركز المذكور (Ce).حيث (e) هى المسافة العمودية بين النقطة (Ce) وامتداد منحنى القوة (W).

بإمكاننا إذن اعتبار أن الحمل (W) مطبق فى المركز(Ce) . ويرافقه عزم اللىّ (M_T) . وعندئذ سيؤثر وضع التحميل هذا على كافة عناصر المجموعة كمايلى :

★ إذا اعتبرنا مستو ما (كالدور الأسفل عن الدور المدروس) منسوباً للمقارنة ، فإن المجموعة ستتحرك بانتقال نسبى (نسبة لمستو المقارنة) مقداره(Δ) بسبب تطبيق (W) في (Ce) وستدور بزاوية (ϕ) ، باتجاه تأثير العزم (M_T) المطبق في (Ce) .

ونتيجة لذلك ، فإن أى عنصر مثل (i) من عناصر المجموعة ، سيتلقى أو سيقاوم نسبة من الحمل (W) المطبق أصلاً فى (Cg) مقدارها ($W_i = f_i. W$) حيث سنسمى (fi) معامل توزيع الحمل.

★ **ملاحظة هامة :** تُعتبر العناصر المدروسة مصمتة ولاتحتوى على فتحات .

يُعتبر تطبيق الحمل (W) فى المركز (C_e) بمرافقة عزم اللى (M_T)، يُبسِّط مفهوم معامل توزيع الحمل (f_i) ، حيث يمكن أن نكتب :

$$f_i = \alpha_i + \beta_i$$

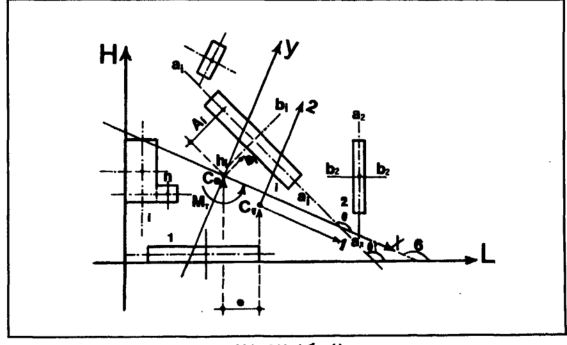
α_i= معامل توزيع الحمل الناتج عن انسحاب المجموعة بسبب تطبيق(W) في (C_e) .

β_i= معامل توزيع الحمل الناتج عن دوران المجموعة بسبب تطبيق (M_T) فى (C_e).

وبالتالى يكون نصيب العنصر المدروس (i) من الحمل الكلى (W) المطبق على المجموعة كاملة:

$$W_i = \alpha_i.W + \beta_i.W$$

★ نوجز خطوات العمل بطريقة مركز المرونة لتوزيع الأحمال الأفقية على العناصر الرأسية للهيكل الإنشائى كمايلى : (انظر شكل ٧ – ٧) .



الشكل(٧-٧)

١ - يجرى حساب عزم القصور (المستبدل بالصلابة النسبية) لكل عنصر على حدة حول محورى القصور الرئيسيين (aa-bb) لهذا العنصر، (Ib و Ia).

٢ - نختار مجموعة محاور إحداثية اعتبارية لمجموعة العناصر بغرض تسهيل عمليات الحساب (ولتكن (LL-HH)).

٣ - نحسب عزوم القصور لعناصر الهيكل بالنسبة للمحاور الاعتبارية (LL-HH) ، فمن أجل عنصر (i) يكون :

$$I_{Li} = I_{ai} . \cos^2 \theta`_i + I_{bi} \sin^2 \theta`_i$$

$$I_{Hi} = I_{ai} . \sin^2 \theta`_i + I_{bi} \cos^2 \theta`_i$$

حيث ($\theta` i$) الزاوية التى يصنعها المحور الرئيسى ($a_i a_i$) للعنصر مع المحور (LL).

ولهذه العزوم مركبات حول كل من (LL و HH)تعطى كمايلى :

$$(I_{LH})i = (I_{ai} - I_{bi}) \sin \theta_i . \cos\theta_i$$

وهى تساوى الصفر فى الحالات التى تكون فيها المقاطع العرضية للعناصر متناظرة حول محوريها الأساسيين (aa-bb) ، أو فى الحالات التى ينطبق فيها المحورين المذكورين مع محورى القصور الرئيسيين للمجموعة . كما أنه فى العناصر الخطية نستطيع إهمال قيمة (I_{bi}) وبالتالى تصبح كافة حدود العلاقات المحتوية على عزم القصور هذه مساوية للصفر .

ويكون مجموع هذه القيم للهيكل المدروس ككل :

$$I_L = \sum_{i=1}^{n} I_{Li}$$

$$I_H = \sum_{i=1}^{n} I_{Hi}$$

$$I_{LH} = \sum_{i=1}^{n} (I_{LH})_i$$

٤ - نعين إحداثيات مركز مرونة المجموعة فى الحالة العامة كمايلى :

$$Lc = \frac{I_{LH} \cdot \sum_{i=1}^{n} I_{Li} \cdot H_i - I_{Li} \sum_{i=1}^{n} I_{Hi} \cdot L_i}{I_{L.} \cdot I_H - I^2{}_{LH}}$$

$$Hc = \frac{I_{Hi} \cdot \sum_{i=1}^{n} I_{Li} \cdot H_i - I_{LH} \sum_{i=1}^{n} I_{Hi} \cdot L_i}{I_{L.} \cdot I_H - I^2{}_{LH}}$$

وتحدد بعد ذلك مجموعة محاور القصور الرئيسية (xx&yy) لمجموعة العناصر ككل .

٥ - نحسب الصلابة المائلة بالنسبة لهذه المحاور الجديدة مع ملاحظة أن الزاوية ($\theta`i$) تستبدل(θi) وهى الزاوية التى يشكلها المحور الرئيسى (a-a) للعنصر المدروس مع المحور (x-x) .

٦ - نحسب القوى الجزئية التى يتحملها كل عنصر كمايلى :

$$W_{ia} = (W_{wi} + W_{MTi})a$$

$$W_{ib} = (W_{wiy} + W_{MTi})b$$

حيث :

$(W_{wi})a$ = النسبة من القوة الكلية التى يتحملها عنصر (i) بالاتجاه $(a_i - a_i)$ بسبب تطبيق الحمل الكلى (W) فى المركز (C_e) .

$(W_{wi})b$ = النسبة من القوة الكلية (W) التى يتحملها العنصر (i) فى الاتجاه (bi-bi) بسبب تطبيق الحمل (W) فى (C_e).

$(W_{MTi})a$ = النسبة من القوة الكلية (W) التى يتحملها العنصر (i) فى الاتجاه (ai-ai) بسبب تطبيق العزم (M_T) فى (Ce) .

$(W_{MTi})b$ = النسبة من القوة الكلية (W) التى يتحملهـا العنصـر (i) فـى الاتجاه (bi-bi) بسبب تطبيق العزم (MT) فى (Ce) .

وتبسيطاً للحساب فإن هذه القوى الأربعة تعطى بالعلاقات التالية فى الحالة العامة، من أجل عنصر (i):

$$(W_{wi})a \quad \frac{I_{ai}}{I_x} Wx.\cos\theta\, i + \frac{I_{ai}}{I_y} Wy.\sin\theta\, i$$

$$(W_{wi})b \quad \frac{I_{bi}}{I_x} Wx.\cos\theta\, i + \frac{I_{bi}}{I_y} Wy.\sin\theta\, i$$

$$(W_{MTi})a = \frac{I_{ai}}{J} A_i.M_T$$

$$(W_{MTi})b = \frac{I_{bi}}{J} B_i.M_T$$

وبشكل نهائى تصبح القوى الجزئية التى يتحملها كل عنصر كمايلى :

$$W_{wia} = \left(\frac{I_{ai}}{I_x}.W_x.\cos\theta_i + \frac{I_{ai}}{I_y}.Wy.\sin\theta_i\right) + \left(\frac{I_{ai}}{J}.A_i.M_T\right)$$

$$W_{wib} = \left(\frac{I_{bi}}{I_x}.W_x.\sin\theta_i + \frac{I_{by}}{I_y}.Wy.\cos\theta_i\right) + \left(\frac{I_{by}}{J}.B_i.M_T\right)$$

حيث :

I_{ai} = عزم قصور العنصر (i) حول المحور (ai-ai)

I_x = عزم قصور مجموعة العناصر حول المحور الرئيسي (x-x).

W_x = مركبة الحمل (W) على المحور(x-x) .

θ_i = الزاوية بين المحورالرئيسى (x-x) والمحور (ai-ai) للعنصر (i) .

Iy = عزم قصور مجموعة العناصر حول المحور الرئيسى (y-y) .

J=عزم القصور القطبى لمجموعة العناصرحول المحور العمودى على المستوى المدروس والمار من مركز الدوران (C_e). والمعطى بالعلاقة التالية :

$$J = \sum_{i=1}^{n} (I_{ai} . A^2 + I_{bi}. B^2)$$

A_i= المسافة العمودية بين المركز (C_e)، وامتداد المحور (ai-ai) للعنصر المدروس.

I_{bi}= عزم قصور العنصر (i) حول المحور (bi-bi) .

B_i= المسافة العمودية بين المركز(C_e) وامتداد المحور (bi-bi) للعنصر المدروس.

W_y= مركبة الحمل (W) على المحور(y-y) .

n= عدد العناصر الرأسية فى المستوى المدروس .

مع ملاحظة أن عزم اللىّ (M_T=0) عندما ينطبق المركزان (C_g , C_e) .

* تعتبر الحالات السائدة ، والأكثر وروداً فى معظم المبانى ، هى تلك التى تكون فيها محاور القصور الرئيسية لكافة العناصر(aa-bb) متوازية فيما بينها . ورغم أن هذه الحالات ، تعتبر حالات خاصة من الحالة العامة ، غير أنها توضح طرق تطبيق هذه الطريقة بالشكل المبسط لها . لذلك نستعرض بعض الحالات الخاصة:

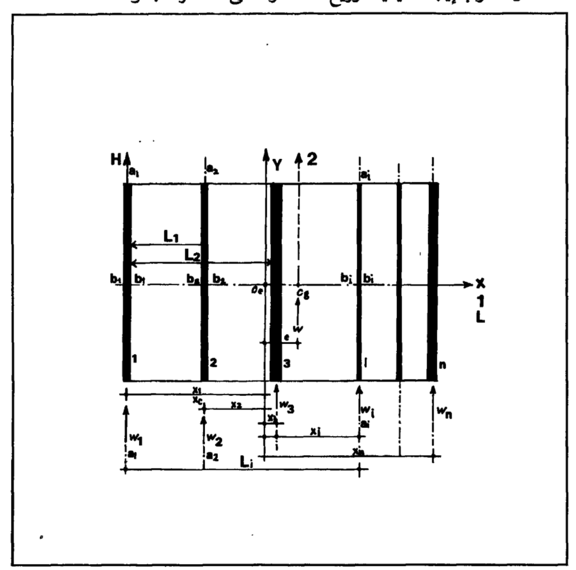
٧ - ٢ - ١ - ٢ طريقة مركز المرونة فى الحالات الخاصة :

* الحالة الأولى : جدران مستقلة متوازية

يبين الشكل (٧ - ٨) إحدى الحالات الخاصة لمجموعة إنشائية لدور فى مبنى عالٍ تمر مراكز ثقل جميع العناصر فيها بالمحور الأفقى (X-X) .

أثرت على هذا الدور المحتوى على مجموعة من العناصر حمل أفقى قدره (W) فى مركز الدور (C_g) .

والمطلوب إيجاد كيفية توزيع هذه القوة على عناصر المجموعة.



الشكل (٧-٨)

- إذا اعتبرنا الآن أن (C_e) هو مركز دوران المجموعة ، واعتبرنا أن (LL-HH) مجموعة محاور إحداثية اعتبارية ، فإن إحداثيات هذا المركز بالنسبة لهذه المحاور يحسب كمايلى :

$$L_{ce} = \frac{\sum_{i=1}^{n} I_{ai} . Li}{\sum_{i=1}^{n} I_{ai}}$$

$$H_{ce} = O$$

حيث (Iai) عزم قصور العنصر(i) حول المحور (b-b) (أو فى الاتجاه a-a) .

$$I_{ai} = \frac{bi.hi^3}{12}$$

حيث: (bi) عرض الجدار (i). و (hi) طول الجدار (i).

Li= إحداثى الجدار (i) بالنسبة للمحور(H-H) .

تُعتبر مجموعة المحاور(XX-YY) مجموعة محاور قصور رئيسية للمجموعة كاملة . فإذا اعتبرنا مجموعة محاور إحداثية جديدة مساعدة (1-1&2-2)، مارة من (C_g)، فبإمكاننا حينئذ تعيين المسافة (e) بين (C_e, C_g) .

نفترض بعد ذلك أن الحمل (W) مطبق فى مركز مرونة المجموعة (C_e) ويرافقه عزم لى قدره $.M_T = W.\, e$

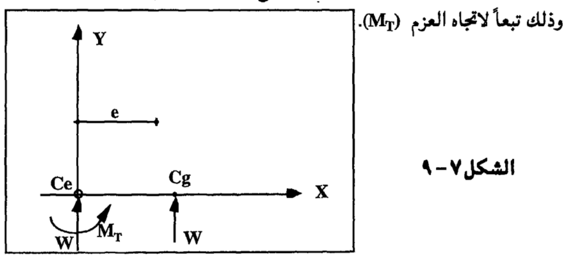
- نحسب قيمة الحمل الجزئى الذى يتحمله جدار مثل (i) من العلاقات السابقة أو من العلاقة: $W_i = W_{wi} + W_{MTi}$

والتى تؤول فى هذه الحالة إلى الصيغة التالية :

$$W_i = \left(\frac{I_{xi}}{\sum_{i=1}^{n} I_{xi}} .W \right) + \frac{I_{xi}\, X_i}{j} .e\, W)$$

$$W_i = \alpha_i .w + \beta i .W$$

ومما جدر ذكره أن قيمة معامل التوزيع (β) قد يأخذ إشارة موجبة أو سالبة وذلك تبعاً لاتجاه العزم (M_T).



الشكل ٧-٩

حيث : $e.W = M_T$

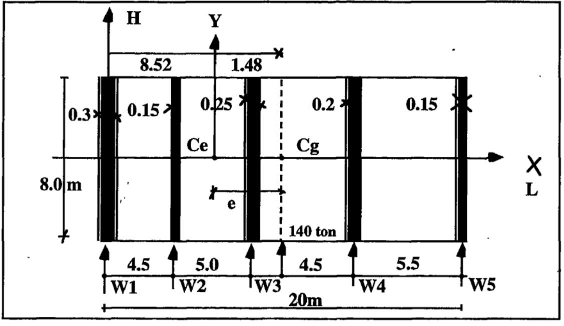
J = عزم القصور القطبى لمجموعة العناصر حول المحور العمودى على (Ce)

$$J = \sum_{i=1}^{n} I_{xi} . Xi^2$$

*** مثال:**

- توضح المجموعة المبينة في الشكل (٧ - ١٠)مسقطاً لدور في مبنى عالٍ، يتلقى حمل أفقى مقداره (W=140 Tons)، مطبقاً في مركز ثقل الدور (Cg) . مطلوب حساب نصيب كل جدار من هذا الحمل ، علماً بأن أطوال الجدران ثابتة ومتساوية (h=8m) . وعرضها كمايلى :

$b_1 = 0.30$ m
$b_2 = 0.15$ m
$b_3 = 0.25$ m
$b_4 = 0.20$ m
$b_5 = 0.15$ m



الشكل (٧- ١٠)

- الحل:

يُعتبر أولاً أن الجدران في الإتجاه (b-b) لا تأخذ أية حمل .

أما من أجل الإتجاه الآخر، فنعين موقع مركز دوران المجموعة (C_e) وقبل ذلك نحسب عزم قصور الجدران حول المحور (b-b)(أى باتجاه a-a) :

$$I_{ai} = \frac{bi \cdot hi^3}{12}$$

$$I_{a1} = 0.3\ \frac{(8)^3}{12} = 12.8\ m^4$$

$$I_{a2} = 6.4\ m^4$$

$$I_{a3} = 10.7\ m^4$$

$$I_{a4} = 8.5\ m^4$$

$$I_{a5} = 6.4\ m^4$$

$$\sum_{i=1}^{5} I_{ai} = 44.8\ m^4$$

$$L_{ce} = \frac{\sum_{i=1}^{5} I_{ai} \cdot Li}{\sum_{i=1}^{5} I_{ai}}$$

$$L_{ce} = \frac{1}{44.8}\ (0+6.4+4.5 + 10.7\ X9.5 + 8.5\ X14.5 + 6.4\ X20)$$

$$L_{ce} = \frac{381.7}{44.8} = 8.52\ m$$

- نحسب قيمة (e)كمايلى :

$$e = 10 - 8.52=1.48\ m$$

- نحسب عزم القصور القطبى:

$$J= \sum_{i=1}^{5} I_{xi} \cdot X_i^2 = 12.8\ (-8.52)^2 + 6.4\ (-4.02)^2 + 10.7\ (0.98)^2$$
$$+ 8.5\ (5.98)^2 + 6.4\ (11.48)^2 = 2190\ m^6$$

وتكون حصة كل جدار من القوي الأفقية كمايلى :

١ - بسبب تطبيق (W) فى المركز(Ce) :

$$W_{wi} = \frac{Ixi}{\sum_{i=1}^{5} Ixi} \cdot W$$

$$W_{w1} = \frac{12.8}{44.8} X140 = 0.286 X140 = 40 T$$

$$W_{w2} = \frac{6.4}{44.8} X140 = 0.143 X140 = 20 T$$

$$W_{w3} = \frac{10.7}{44.8} X140 = 0.239 X140 = 33 T$$

$$W_{w4} = \frac{8.5}{44.8} X140 = 0.189 X140 = 27 T$$

$$W_{w5} = \frac{6.4}{44.8} X140 = 0.143 X140 = 20 T$$

ومن الملاحظ أن $W = \sum W_{wi}$ ، ذلك لأن :

$$\sum \alpha = 0.286 + 0.143 + 0.239 + 0.189 + 0.143 = 1.000$$

٢ - بسبب تطبيق (M_T) فى المركز (Ce):

$$(W_{MT})\, i = \frac{I_{xi} \cdot Xi}{J} \cdot MT$$

$$M_T = 140 \text{ X } 8.52 = 1193 \quad \text{ton . m}$$

$$(W_{M_T})_1 = -59 \text{ T}$$

$$(W_{M_T})_2 = -14 \text{ T}$$

$$(W_{M_T})_3 = +6 \text{ T}$$

$$(W_{M_T})_4 = +27 \text{ T}$$

$$(W_{M_T})_5 = +40 \text{ T}$$

٣ - تكون القوى الإجمالية الموزعة على الجدران كمايلى :

$$W_1 = 40\text{-}59 = -19\ T$$
$$W_2 = 20\text{-}14 = +6\ T$$
$$W_3 = 33+6 = +39\ T$$
$$W_4 = 27+27 = +57\ T$$
$$W_5 = 20+40 = +60\ T$$
$$\Sigma W_i = 140\ T$$

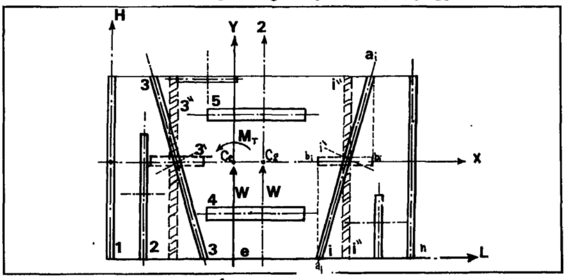
- القوة (W_1)سالبة، لذلك يُعتبر اتجاهها بعكس اتجاه (W).

* الحالة الثانية : الجدران مستقلة وبعضها مائل :

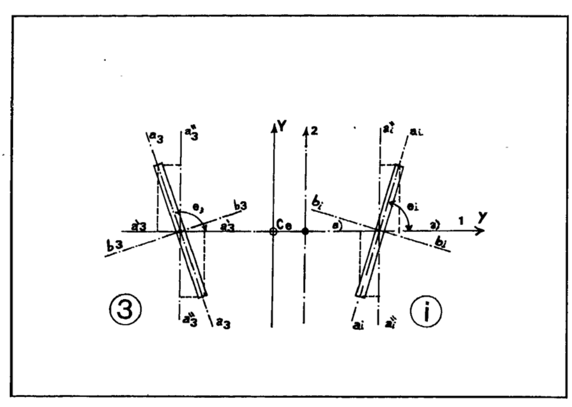
الشكل (٧ - ١١) يبين مسقطاً لمبنى عالٍ ، يضم جدران أفقية ورأسية ومائلة ويتعرض لحمل أفقى مقداره (W). مطبق فى مركز الطابق (Cg) .

يوزّع الحمل (W) على عناصر المجموعة وفقاً لمايلى :

١ - نعتمد مجموعة محاور إحداثية اعتبارية موازية لأكبر عدد من محاور القصور الرئيسية للعناصر ، مثل المحاور (LL&HH) .



الشكل(٧-١١)أ



الشكل (٧ - ١١) ب

٢ - نستبدل العناصر المائلة بمساقطها الأفقية والرأسية ، بصورة يبقي معها لكل جدار مائل أو لمسقطه الأفقى أو الرأسي مركز الثقل نفسه. وبحيث تصبح جميع عناصر المجموعة أفقية أو رأسية . مما يجعل كافة المحاور الأساسية لعزم قصور جميع العناصر متوازية فيما بينها وموازية لمجموعة الإحداثيات الإعتبارية .

مع الإشارة إلى أن هذا قد يؤدى إلي حدوث أخطاء في النتائج النهائية لاتزيد عن (١٠٪) .

٣ - نحسب بعدئذ عزم قصور الجدران ، مع الإنتباه بأنه بالنسبة للجدران المائلة يكون :

$$(I_i`)_X = I_a \cos^2 \theta_i + I_b \sin^2 \theta_i$$

$$(I_i``)_y = I_a \sin^2 \theta_i + I_b \cos^2 \theta_i$$

على أن تُهمل الصلابة بالإتجاهات الصغيرة للجدران الخطية .

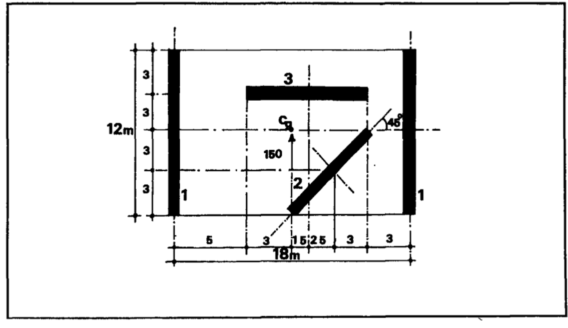
٤ - نحدد إحداثيات مركز المرونة (Ce) بالنسبة للمحاور الاعتبارية (HH&LL) حيث نعين بعدها المحاور الرئيسية لمجموعة العناصر .

٥ - نطبق لإيجاد الحمل الجزئى على كل عنصر .

*** مثال :**

مطلوب حساب الأحمال التي يتلقاها كل جدار من الجدران الموضحة فى الشكل (٧ - ١٢) ، والتى تتعرض إلى حمل أفقى إجمالى مقداره (W=150T) مع العلم بأن أبعاد الجدران هى :

$b_1 = b`_1 = 0.20$ m	$h_1 = 12.0$ m
$b_2 = 0.20$ m	$h_2 = 8.5$ m
$b_3 = 0.25$ m	$h_3 = 10$ m



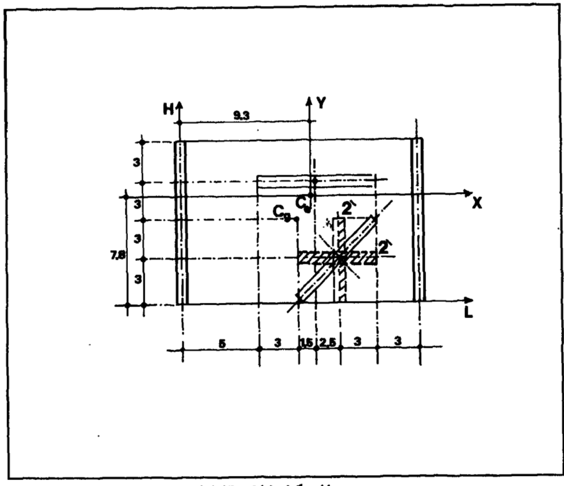
الشكل (٧ - ١٢)

الحل :

- نعتبر الصلابة النسبية لكافة العناصر بالإتجاه الصغير لمحاور القصور الرئيسية مهملة .

- نحسب عزم القصور لهذه العناصر بالإتجاه الآخر مع إفتراض جدارين وهميين (``2 و `2) بدلاً من الجدار (2) لهما مركز ثقل هذا الجدار نفسه . ونختار مجموعة محاور إحداثية مساعدة (LL&HH)، حسب الشكل (٧-١٣) .

- نحسب عزم قصور العناصر حول محاورها القصيرة :



الشكل (٧-١٣)

$$I_1 = I_1` = 0.2 \cdot \frac{12^3}{12} = 28.8\ m4$$

$$I_3 = 0.25 \cdot \frac{10^3}{12} = 20.8\ m4$$

$$I_2 = 10.2\ m^4 \Rightarrow I_2' = I_2'' = I_2 \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right) = 5.1\ m^4$$

ويكون:

$$\Sigma\ Ix = 25.9\ m^4$$
$$\Sigma\ Iy = 62.7\ m^4$$

$$L_{ce} = \frac{\Sigma\ I_{yi} \cdot L_i}{\Sigma\ I_{yi}} = \frac{579.6}{62.7} = 9.3\ m$$

$$H_{ce} = \frac{\Sigma\ I_{xi} \cdot Hi}{\Sigma\ I_{xi}} = \frac{202.5}{25.9} = 7.8\ m$$

وذلك مع اعتبار أن :

$L_1 = 0$ $\quad$ $L_2'' = 12\ m$ $\quad$ $L`_1 = 18\ m$

$H_2` = 3\ m$ $\quad$ $H_3 = 9\ m$

ويكون بعدئذ :

$X_1 = -\ 9.3\ m$ $\quad$ $Y_1 = -\ 1.8\ m$

$X_2 = +\ 2.7\ m$ $\quad$ $Y_2 = -\ 4.8\ m$

$X_3 = +\ 0.2\ m$ $\quad$ $Y_3 = +\ 1.2\ m$

$X_1` = +\ 8.7\ m$ $\quad$ $Y_1` = -\ 1.8\ m$

$\Sigma I_y \cdot X^2 = 4708\ m^6$

$\Sigma I_x \cdot Y^2 = 148\ m^6$

$J = 4856$

$e = 9.3 - 8 = 1.3\ m$

$M_T = 150 \times 1.3 = 195\ m.ton$

ويجرى توزيع الأحمال على الجدران كمايلى :

$$(W_1)_{WY} = (W_1')_{WY} = \frac{28.8}{62.7} X150 = 68.9\ T$$

$$(W_2'')_{WY} = \frac{5.1}{62.7} X150 = 12.2\ T$$

$$\Sigma (Wi)_{WY} = 68.9\ X\ 2 + 12.2 = 150\ T$$

$$\Sigma (Wi)_{WX} = 0$$

$$(W_2`)_{MTX} = \frac{5.1\ (-4.8)}{4856} (195) = _1\ T$$

$$(W_3)_{MTX} = \frac{20.8\ (1.2)}{4856} .(195) = +1\ T$$

$$\Sigma (Wi)_{MTX} = 0$$

$$(W_1)_{MTY} = \frac{20.8 \times (-9.3)}{4856} (-195) = +\ 10.9\ T$$

$$(W_1`)_{MTY} = \frac{20.8\ (8.7)}{4856} (195) = -\ 10.0\ T$$

$$(W_2``)_{MTY} = \frac{5.1\ (-\ 4.8)}{4856} (195) = -\ 0.9\ T$$

وبالتالى يكون:

$$\Sigma (W_i)_{MTY} = 0$$

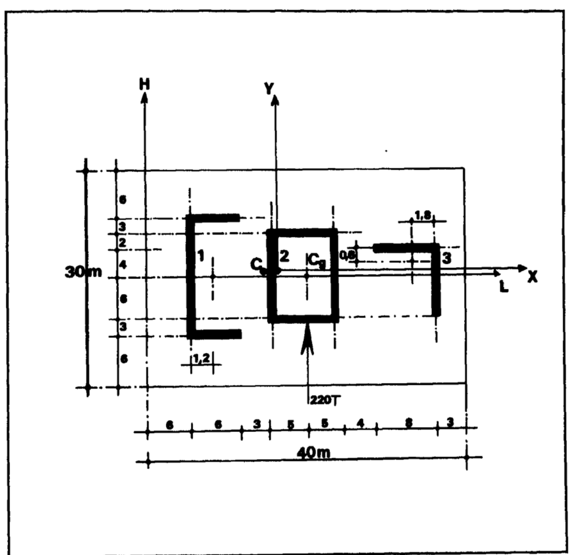
$$\Sigma Wix = 0$$

$$\Sigma Wiy = 150$$

* الحالة الثالثة : الجدران مترابطة و (مصمتة) :

يوضح المثال التالي نموذج الحل لمثل هذه الحالات ، ففي الشكل (٧ - ١٤) مجموعة من الجدران المترابطة ، والتي يؤثر فيها حمل أفقي (W = 200 T).

والمطلوب توزيع هذا الحمل على عناصر المجموعة علماً بأن عرض جميع الجدران ثابت ، ويساوى (b = 0.25 m) . وأطوالها كما هي موضحة في الشكل المذكور.



الشكل (٧ - ١٤)

الحل :

- نحسب عزم قصور العناصر حول المحاور الرئيسية لها ، والمار من مراكز ثقلها :

$$I_{1a} = 285\ m^4$$
$$I_{1b} = 15\ m^4$$
$$I_{2a} = 202\ m^4$$
$$I_{2b} = 154\ m^4$$
$$I_{3a} = 65\ m^4$$
$$I_{3b} = 21\ m^4$$

- إحداثيات مركز المرونة للمجموعة :

$$L_{ce} = \frac{\sum I_{ai} \cdot L_i}{\sum I_{ai}} = \frac{8380}{552} = +\ 15.2\ m$$

$$H_{ce} = \frac{\sum I_{bi} \cdot H_i}{\sum I_{bi}} = \frac{71.4}{190} = +\ 0.4\ m$$

نحدد محورى القصور الرئيسيين للمجموعة فتكون إحداثيات مركز ثقل العناصر بالنسبة لهذين المحورين كمايلى :

$$X_1 = 8\ m \qquad y_1 = 0.4\ m$$
$$X_2 = 4.8\ m \qquad y_2 = 0.4\ m$$
$$X_3 = 20\ m \qquad y_3 = 3\ m$$

$$e = 20 - 15.2 = 4.8\ m$$

- عزم القصور القطبى للمجموعة :

$$J = \frac{0.2}{12}\left[(18^3 (0.4)^2 + 2 \times 12^3\ (0.4)^2 + 10^3\ (1.4)^2 + 2 \times 6^3\ (9.4^2 + 8.6^2) + 2 \times 12^3\ (6.4^2 + 5.6^2) + 8^3\ (3.6)^2\right]$$

$$J = 5500\ m^6$$

ثم توزع الأحمال تبعاً للعلاقات التى مرت معنا سابقاً ، حيث نحسب لكل عنصر $(W_{wi})_y$ و $(W_{wi})_x$ و $(W_{M\,Ti})_y$ و $(W_{MTi})_x$ ويكون لأى عنصر :

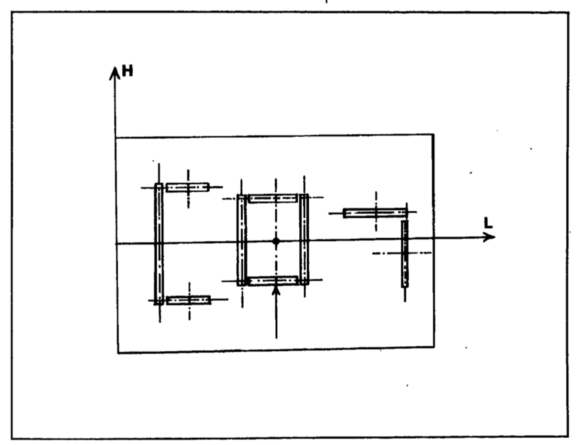
$$(Wi)_x = (W_{Wi})_x + (W_{MTi})_x$$

$$(Wi)_y = (W_{Wi})_y + (W_{MTi})_y$$

***ملاحظة :**

يمكن حل المسألة السابقة مع اعتبار أن الجدران منفصلة كما في الشكل (٧ - ١٥) وإهمال مقاومة الأجزاء الأفقية من العناصر . وإعتبار أن الجدران التى تتحمل (W) هى فقط التى توازى أطوالها المحور (H) .

حيث يتغير فى هذه الحالة عزم القصور القطبى للمجموعة .



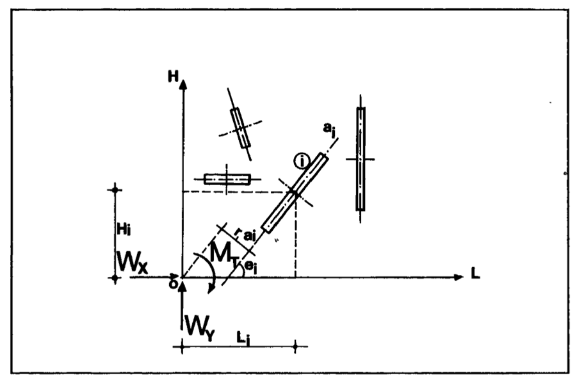
الشكل (٧ - ١٥)

٧-٢-١-٣ طريقة الصلابة لتوزيع الأحمال على عناصر الهيكل الانشائى :

تسمح هذه الطريقة والتى تُعتبر من أكثر الطرق إستخداماً ، بحساب القوى المؤثرة على أى جدار فى مجموعة إنشائية معرضة لقوة دفع أفقى (W) . ويكون إستخدامها أبسط من إستخدام طريقة مركز المرونة فى الحالات التى يكون فيها توزيع الجدران فى الدور بشكل غير متناظر .

وتعتمد على المفاهيم الأساسية التالية :

١ - يمكن تحليل أى قوة أفقية خارجية (W) إلى مركبات (W_L , W_H)، وذلك على أى محورين اختياريين (LL&HH) وإضافة إلى عزم لىّ (M_T) حول النقطة (O)،« يفضل أن تكون O مركز دوران المجموعة ».



الشكل (٧-١٦)

٢ - تُحدث القوى (W_L , W_H , M_T) فى المجموعة إنتقالاً أفقياً في المستوى المدروس مقداره (Δ) . ومركباته بالنسبة لأى عنصر مثل

(i) هـي $(\Delta_L, \Delta_h, \Delta_T)$ ونتيجة لهذا الوضع تنشأ في أى عنصر من العناصر مجموعة من القوى الداخلية تتناسب مع صلابتها النسبية المائلة . وهذه القوي هى :

أ – $(I_i \cos\theta_i) \cos\theta_i$: القوة فى الإتجاه (LL) للعنصر (i) نتيجة مركبة الانتقال (Δ_L) .

ب– $(I_i \cos\theta_i) \sin\theta_i$: القوة فى الإتجاه (HH) للعنصر (i) نتيجة مركبة الانتقال (Δ_H) .

جـ – $(I_i . r_i)$: العزم حول (O) للعنصر (i) نتيجة مركبة الإنتقال (Δ_T)

حيث : $r_i = L_i . \sin\theta_i - H_i \cos\theta_i$

٣ –بما أن المجموعة المدروسة متزنة، فإن معادلات الاتزان تكون كمايلى :

$$W_L = \sum W_i . \cos\theta_i$$

$$W_H = \sum W_i . \sin\theta_i$$

$$M_T = \sum W_i . r_i$$

والتي يمكن أن تكتب على الشكل :

$[W] = [I].[\Delta]$ =>

$$W_L = \sum I_L . \Delta_L + \sum I_{LH} . \Delta_H + \sum I_{LT} . \Delta_T$$

$$W_H = \sum I_{LH} . \Delta_L + \sum I_H . \Delta_H + \sum I_{HT} . \Delta_T$$

$$M_T = \sum I_{LT} . \Delta_L + \sum I_{HT} . \Delta_H + \sum I_T . \Delta_T$$

وبحل هذه المعادلات الثلاث نحصل على $(\Delta_L, \Delta_H, \Delta_T)$، وذلك بعد اعتبار أن :

$$\Sigma I_L = \Sigma\ I_i.\cos^2\theta_i$$

$$\Sigma I_H = \Sigma\ I_i.\sin^2\theta_i$$

$$\Sigma\ I_T = \Sigma\ I_i.r_i^2$$

$$\Sigma\ I_{LH} = \Sigma\ I_i.\sin\theta_i.\ \cos\theta_i$$

$$\Sigma\ I_{LT} = \Sigma\ I_i.r_i\cos\theta_i$$

$$\Sigma I_{HT} = \Sigma\ I_i.r_i.\sin\theta_i$$

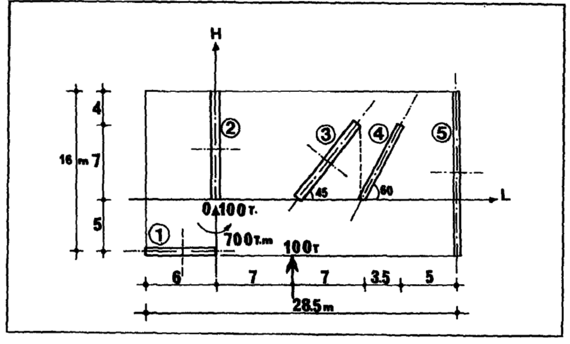
٤ - نحسب بعدئذ القوة المؤثرة على العنصر (i) في الإتجاه (a_ia_i) من العلاقة :

$$W_i = (\Delta\ L.\cos\theta i + \Delta\ H.\ \sin\ \theta\ i + \Delta_T.r_i)\ I_i$$

*** مثال :**

المجموعة الموضحة في الشكل(٧ - ١٧)تتعرض لحمل أفقى (W=100T) مطلوب حساب الأحمال على الجدران المبينة ذات السماكة الثابتة(t=20cm) بطريقة الصلابة .

الحل : نختار مجموعة الإحداثيات (LOH) الموضحة .



الشكل(٧-١٧)

ولدينا :

$W_L = 0$ $\quad$ $W_H = 100\ T$ $\quad$ $M_T = 700\ m.Ton$

١ - نحسب عزم قصور العناصر حول محاورها (ai ai) ثم قيم (r_i)، والنسب المثلثية للزوايا (θi):

$I_1 = 3.60\ m^4$ $\quad$ $r_1 = 5\ m$

$I_2 = 22.18\ m^4$ $\quad$ $r_2 = 0$

$I_3 = 16.17\ m^4$ $\quad$ $r_3 = 4.95\ m$

$I_4 = 7.99\ m^4$ $\quad$ $r_4 = 12.12\ m$

$I_5 = 68.27\ m^4$ $\quad$ $r_5 = 22.5\ m$

$\theta_1 = 0 \quad \sin\theta_1 = 0 \quad \cos\theta_1 = 1$

$\theta_2 = 90° \quad \sin\theta_2 = 1 \quad \cos\theta_2 = 0$

$\theta_3 = 45° \quad \sin\theta_3 = \frac{\sqrt{2}}{2} \quad \cos\theta_3 = \frac{\sqrt{2}}{2}$

$\theta_4 = 60° \quad \sin\theta_4 = \frac{\sqrt{3}}{2} \quad \cos\theta_4 = \frac{1}{2}$

$\theta_5 = 90° \quad \sin\theta_5 = 1 \quad \cos\theta_5 = 0$

٢ - نحسب قيم $(I_i . \sin\theta_i)$ و $(I_i . \cos\theta_i)$ و $(I_i . r_i)$:

$I_i.\sin\theta_1 = 0.0$ $\quad$ $I_1.\cos\theta_1 = 3.6$ $\quad$ $I_1 r_1 = 18.0$

$I_2.\sin\theta_2 = 22.18$ $\quad$ $I_2.\cos\theta_2 = 0.0$ $\quad$ $I_2 r_2 = 0.0$

$I_3.\sin\theta_3 = 11.43$ $\quad$ $I_3.\cos\theta_3 = 11.43$ $\quad$ $I_3 r_3 = 80.0$

$I_4.\sin\theta_4 = 6.92$ $\quad$ $I_4.\cos\theta_4 = 4.0$ $\quad$ $I_4 r_4 = 96.84$

$I_5.\sin\theta_5 = 68.27$ $\quad$ $I_5.\cos\theta_5 = 0.0$ $\quad$ $I_5 r_5 = 1536.0$

٣ - وتكون القوى الناتجة عن (W_L) كمايلى :

أ - فى الإتجاه (LL) = $I_{Li} = I_i \cos^2 \theta_i$

$$\left.\begin{aligned} I_1 . \cos^2 \theta_1 &= 3.6 \\ I_2 . \cos^2 \theta_2 &= 0.0 \\ I_3 . \cos^2 \theta_3 &= 8.1 \\ I_4 . \cos^2 \theta_4 &= 2.0 \\ I_5 . \cos^2 \theta_5 &= 0 \end{aligned}\right\} \quad \sum I_{Li} = 13.7 \approx 14$$

ب - فى الاتجاه (HH) = $I_{LHi} = I_i \cos \theta_i . \sin \theta_i$

$$\left.\begin{aligned} I_{LH1} &= 0.0 \\ I_{LH2} &= 0.0 \\ I_{LH3} &= 8.1 \\ I_{LH4} &= 3.5 \\ I_{LH5} &= 0 \end{aligned}\right\} \quad \sum I_{LHi} = 11.6 \approx 12$$

جـ - حول المحور العمودى للمستوى والمار من (0) وفق:

$I_{LTi} = I_i . r_i . \cos\theta_i = (L)$

$$\left.\begin{aligned} I_{LT1} &= 18.0 \\ I_{LT2} &= 0.0 \\ I_{LT3} &= 56.6 \\ I_{LT4} &= 48.48 \\ I_{LT5} &= 0.0 \end{aligned}\right\} \quad \sum I_{LTi} = 123.1 \approx 123$$

٤ - القوى الناتجة عن (W_H):

أ - في الاتجاه $I_{HLi} = I_i.\sin\theta_i .\cos\theta_i = (LL)$

$$\left.\begin{array}{l} I_{HL1} = 0.0 \\ I_{HL2} = 0.0 \\ I_{HL3} = 8.1 \\ I_{HL4} = 3.5 \\ I_{HL5} = 0 \end{array}\right\} \quad \Sigma\ I_{HLi} = 11.6 \approx 12$$

ب - في الإتجاه $I_{Hi} = I_i.\sin^2\theta_i = (HH)$

$$\left.\begin{array}{l} I_{H1} = 0.0 \\ I_{H2} = 22.18 \\ I_{H3} = 8.1 \\ I_{H4} = 6.0 \\ I_{H5} = 68.27 \end{array}\right\} \quad \Sigma\ I_{Hi} = 104.6 \approx 105$$

جـ- حول المحور المار من (0) وفق:

$$I_{HTi} = I_i.r_i.\sin\theta_i = (H)$$

$$\left.\begin{array}{l} I_{HT1} = 0.0 \\ I_{HT2} = 0.0 \\ I_{HT3} = 56.6 \\ I_{HT4} = 83.9 \\ I_{HT5} = 1536 \end{array}\right\} \quad \Sigma\ I_{HTi} = 1676.5 \approx 1677$$

٥ - القوى الناتجة عن (M_T) :

أ - فى الاتجاه $I_{TLi} = I_i . r_i . \cos\theta_i = (LL)$

$$\left.\begin{array}{l} I_{TL1} = 18.0 \\ I_{TL2} = 0 \\ I_{TL3} = 56.6 \\ I_{TL4} = 48.50 \\ I_{TL5} = 0 \end{array}\right\} \quad \sum I_{Ti} = 123.1 \approx 123$$

ب - في الاتجاه $I_{THi} = I_i . r_i \sin\theta_i = (HH)$

$$\left.\begin{array}{l} I_{TH1} = 0.0 \\ I_{TH2} = 0.0 \\ I_{TH3} = 56.6 \\ I_{TH4} = 83.9 \\ I_{TH5} = 1536 \end{array}\right\} \quad \sum I_{THi} = 1676.5 \approx 1677$$

جـ - حول المحور المار من $(0) = I_{Ti} = I_i . r_i .^2$

$$\left.\begin{array}{l} I_{T1} = 225.0 \\ I_{T2} = 0.0 \\ I_{T3} = 396.2 \\ I_{T4} = 1173.7 \\ I_{T5} = 34561.7 \end{array}\right\} \quad \sum I_{Ti} = 36356.6 \approx 36357$$

وتصبح المعادلات كمايلى

$$14\ \Delta_L + 12\ \Delta_H + 123\ \Delta_T = 0$$

$$12\ \Delta L + 105\ \Delta_H + 1677\ \Delta_T = 100$$

$$123\ \Delta L + 1677\ \Delta_H + 36357\ \Delta_T = 700$$

وبحل هذه المعادلات نحصل على :

$$\Delta L = -1.472$$

$$\Delta H = +2.786$$

$$\Delta T = -0.1043$$

٦ – وتكون القوى على الجدران باتجاه محاورها الطويلة كمايلى :

أ – بسبب القوة (W_L) : $W_{Li} = I_i .\cos\theta_i .\Delta_L$

$$W_{L1} = 3.6\ (-1.472) = -5.3$$

$$W_{L2} = 0\ (-1.472) = 0$$

$$W_{L3} = 11.43\ (-1.472) = -16.8$$

$$W_{L4} = 4\ (-1.472) = -5.9$$

$$W_{L5} = 0\ (-1.472) = 0$$

ب – بسبب القوة (W_H) : $W_{Hi} = I_i.\sin\theta_i.\Delta_H$

$$W_{H1} = 0\ (2.786) = 0$$

$$W_{H2} = 22.18\ (2.786) = 66.8$$

$$W_{H3} = 11.43\ (2.786) = 31.8$$

$$W_{H4} = 6.92\ (2.786) = 19.3$$

$$W_{H5} = 68.27\ (2.786) = 190.2$$

٧ - ٣ تحليل النظم الإطارية الخاضعة للأحمال الأفقية:

إن الطرق التقريبية لحساب الإجهادات الناتجة عن الرياح والزلازل فى روابط الإطارات الصلبة عديدة وكثيرة . وتعتمد هذه الطرق بشكل عام على التحليل الاستاتيكى المبنى على أسس تبسيط الافتراضات فى توزيع قوى القص على الأدوار . مع اعتبار الصلابة غير المحسوبة التى يمكن إضافتها للمنشأ بواسطة أرضياته ، وجدرانه وقواطعه .

وفى الحالات التى تكون فيها الأرضيات والجدران والقواطع ذات صلابة ضعيفة ، أو فى الحالات التى يكون فيها ارتفاع المبنى كبيراً ، فإن ملاءمة أية طريقة تقريبية فى التحليل لاتكون قابلة للتطبيق إلا فى روابط الرياح للإطارات الصلبة.

إن الطرق التقريبية الصحيحة لمعالجة إجهادات الرياح والزلازل فى الإطارات، تتبع بشكل منطقى حساب الخصائص الهندسية وعزم القصور لأعمدة وكمرات الإطارات أولاً. ولكن بما أن تحديد الأبعاد الصحيحة للعناصر ، نادراً مايكون ممكناً فى الخطوات الأولى للتصميم ، بسبب المتطلبات المعمارية والميكانيكية ، فليس من العملى محاولة إجراء تحليل دقيق بصورة مباشرة . لذلك فلابد من إجراء مجموعة من التقريبات الأولية .

يمكن بالنتيجة القول إنه من خلال مراقبة سلوك وأشكال تشوه الإطارات تحت تأثير الأحمال الأفقية ميزت الدراسات بين نوعين من الطرق التقريبية للتحليل الإنشائى للإطارات الغير محددة استاتيكياً.

النوع الأول :

يتبنى مفهوم تبسيط الحل بجعل الإطار محدداً استاتيكياً ، من خلال افتراض وضع مفاصل وهمية فى نقاط معينة منه . ويستخدم بذلك معادلات الاتزان لحساب القوى الداخلية .

النوع الثانى :

يعتمد طرق تحويل الإطار إلى منشأ مكافئ من حيث الخواص ،ويجرى تحليله بعد ذلك بطرق حل المعادلات التفاضلية الخاصة بهذه الحالة ، أو باستخدام الطرق العددية فى التقريب المتتالى ، آخذين بعين الاعتبار فى كلتا الحالتين شروط توافق الانتقالات بقدر معقول ..

نذكر من النوع الأول الطريقة التالية :

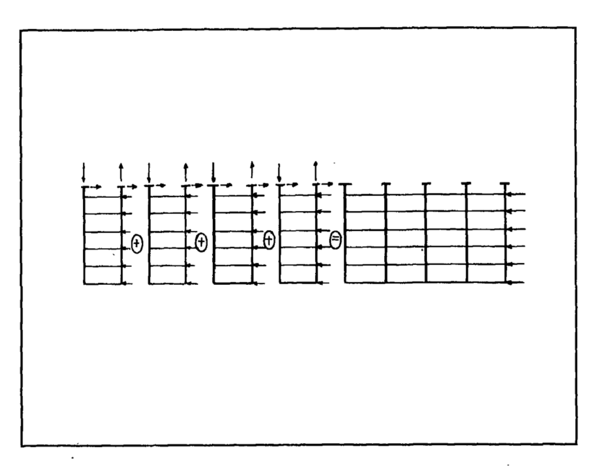
٧-٣-١ طريقة الإطارات التقريبية :

تعتبر هذه الطريقة من أبسط الطرق التقريبية لتحليل الإطارات . وهى تعتمد على افتراض أساسى هو أن الهيكل المدروس ، والمشكل من إطارات غير محددة استاتيكياً من درجة عالية ، يتألف من فتحات منفردة . ويتكون كل إطار منفرد بدوره من عمودين متجاورين تصل بينهما كمرة.

توضع أحمال الرياح أو الزلازل أو الأحمال الأفقية الأخرى بشكل مركز عند كل دور .

تطبق هذه الطريقة على الإطارات ذات الأبعاد المتقاربة (من حيث بحور الكمرات والارتفاعات) . مع الأخذ بعين الاعتبار الافتراضات التالية :

١ - تعتبر نقاط كل من منتصفات ارتفاعات الأعمدة، ومنتصفات فتحات الكمرات مفاصل وهمية. فهى إذن نقاط لتغيير إشارات العزوم .

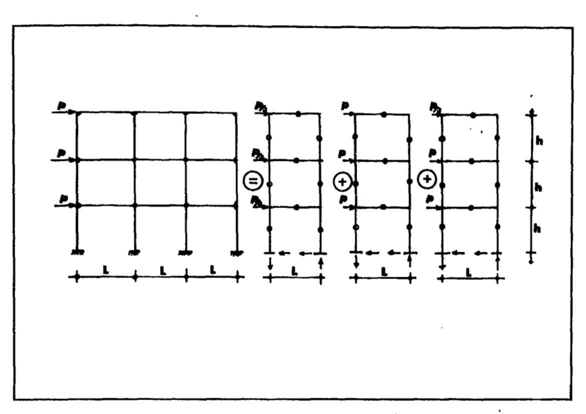


الشكل(٧-١٨)

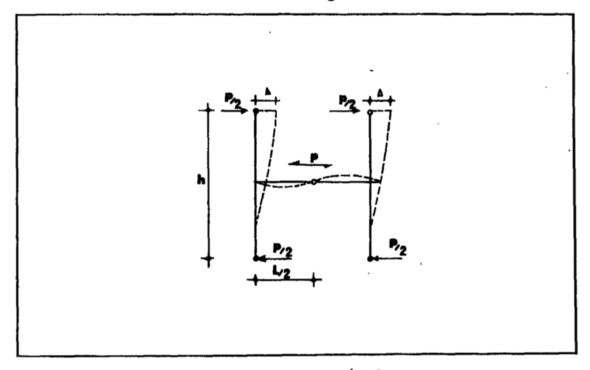
٢ - تعتبر قوى القص فى الأعمدة الداخلية متساوية . ويتحمل كل عمود خارجى من قوى القص نصف مايتحمله العمود الداخلى .

« ويزداد مع هذا الاعتبار فرق التشوه المحورى بين الأعمدة الخارجية كلما كان ارتفاع العمود أكبر ، مما يتسبب فى حدوث إجهادات مرتفعة لاتؤخذ بالحسبان .

كما تزداد قيم وكميات الأخطاء بازدياد الفروق بين أبعاد الفتحات فى الإطار فكلما كانت الفتحات أقرب للتساوى قلت أخطاء الحسابات الناتجة عن افتراضات الطريقة . ويمكن تدارك ذلك باعادة توزيع قوى القص بشكل يتناسب مع أبعاد الفتحات ».



الشكل (٧-١٩) (١)



الشكل (٧-١٩) (٢)

ينتج عن استخدام هذه الطريقة عزوم متساوية لجميع العناصر الأفقية فى الإطار الأساسى وقوى قص على الأعمدة الداخلية تساوى ضعف قوى القص على الأعمدة الخارجية حسب الفرضية (٢) أعلاه .

أما القوى المحورية على الأعمدة الداخلية فهى معدومة . وهناك أيضاً قوتى رد فعل العمودين الخارجيين باتجاهين متعاكسين ، مما يشكل عزم ازدواج يعاكس فى اتجاهه العزم الناتج عن الأحمال الأفقية التى تسبب انقلاب المبنى .

لايُوصى باستخدام هذه الطريقة إلا فى المبانى ذات النظم الإطارية التى تتساوى فيها أبعاد الإطارات ، وبحيث لايزيد عدد الأدوار فيها عن (٢٠) دور ولاتزيد نسبة ارتفاع البناء إلى عرض قاعدته عن (٥) .

يوضح الشكلان (٧ - ٢٠) و (٧ - ٢١) خطوات الحساب بهذه الطريقة ، مع العلم أن :

S = قوة القص الكلية فى الدور .

M_1 = عزم الانحناء الأدنى على الأعمدة الخارجية .

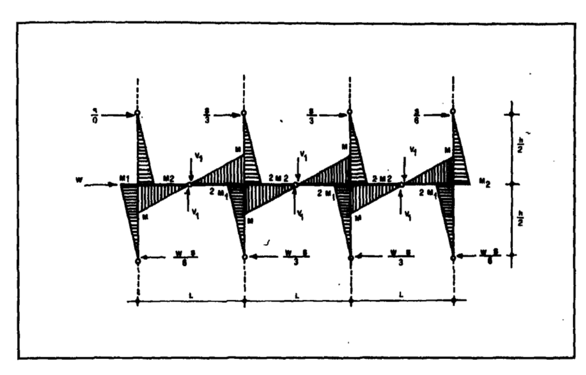
M_2 = عزم الانحناء الأقصى على الأعمدة الخارجية .

$2M_1$ = عزم الانحناء الأدنى على الأعمدة الداخلية .

$2M_2$ = عزم الانحناء الأقصى على الأعمدة الداخلية .

$M = M_1 + M_2$ عزم الانحناء على كل طرف من الكمرة .

$V_1 = \frac{2M}{L}$ قوة القص على الكمرة .



الشكل(٧-٢٠)

*** الإجهادات المباشرة على الأعمدة :**

V = الإجهاد المباشر على العمود من الأعلى .

V_1= الإجهاد الإضافى المباشر على العمود ، وقوة القص على الكمرة .

S = قوة القص الكلية فى الدور من الأعلى .

W= القوة الأفقية الإضافية (قوة الرياح أو الزلازل)عند المنسوب المدروس.

*** ملاحظة :** إذا كانت فتحات الإطار المتجاورة غير متساوية ، فان القص فى الكمرات المتجاورة لايكون متساوٍ . وبالتالى يصبح الاجهاد الإضافى المباشر علي العمود المشترك كمايلى :

$$\mp (V_{1L} - V_{1R})$$

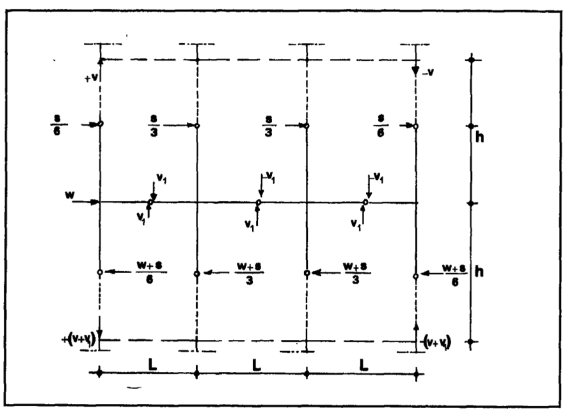
حيث :

V_{1L}= من اليسار . V_{1R} = من اليمين.

M_1, M_3 = العزوم فى الأعمدة الخارجية محسوبـة كنسبة (من القـص فـى الدور الأعلى) ونسبة (من القص فى الدور الأسفل).

M_2, M_4 = العزوم فى الأعمدة الداخلية محسوبـة كنسبـة (من القص فـى الدور الأعلى)ونسبة (من القص فى الدور الأسفل).

V_1, V_2, V_3, V_4= القص فـى عمـود هـذه الأدوار ، محسوباً مـن عـزوم الانحناء على العمود .



الشكل (٧ - ٢١)

وبذلك تكون خطوات الحساب حسب التسلسل التالى :

١ - تُعيَّن قيم قوى القص الأفقية فى أعمدة الدور الأخير للإطار من خلال الحمل الأفقى المؤثر عند هذا الدور، وذلك فى نقاط أو(أماكن) وضع المفاصل.

٢ - تُحسب القوى المحورية فى الدور الأخير من الإطار بدراسة اتزانه الإستاتيكى.

٣ - تُحسب العزوم وقوى القص فى العناصر الأفقية لهذا الدور .

٤ - تكرر العملية المذكورة من الأعلى إلى الأسفل لتشمل كافة أدوار الإطار.

* بشكل آخر نستعرض مايعطيه الكود البريطانى (CP110) بخصوص هذه الطريقة على النحو التالى:

- تُوزّع قوة القص بشكل يتحمل معه كل عمود داخلى ضعف حمل العمود الخارجى .

- إذا كان عدد الأعمدة فى دور ما (n)، فإن عدد قوى القص المتساوية فى هذا الدور هو (n-1) . باعتبار أن العمودين الخارجيين يأخذان قوة قص معادلة لعمود داخلى واحد . وتكون بالتالى قوة القص فى أسفل أى عمود من الدور (i) « باعتبار الترقيم للأدوار يبدأ من الأعلى » مساوية إلى :

$$V_i = (\sum F + 0.5 F_i)\,(n-1)$$
$$\sum F = F_1 + F_2 + F_3 + \dots + F_{n-1}$$

حيث :

$F_1 =$ القوة الأفقية عند منسوب الدور 1.

$F_2 =$ القوة الأفقية عند منسوب الدور 2.

أما عزم الانحناء فيساوى حاصل ضرب قوة القص بنصف ارتفاع العمود .

- يوضح الشكل (٧ - ٢٢) إطاراً مؤلفاً من أربعة أدوار وأربع فتحات

فباعتبار أن ($F_{1,2,3,4}$) القوة الأفقية عند الأدوار (1,2,3,4) على التوالى يكون :

العزوم على الأعمدة :

$$M_i = \frac{\sum_{i=1}^{n=1} F + 0.5\,F_i}{n-1}\;\frac{h_i}{2}$$

العزوم على الكمرات :

$$M_{bi} = 0.5\,(M_i + M_{i+1})$$

وبما أن (n=4) تصبح العزوم

$$M_1 = \frac{F_1.h_1}{12}$$

$$M_2 = (F_1 + 0.5F_2).\;\frac{h_2}{6}$$

$$M_3 = (F_1 + F_2 + 0.5F_3).\;\frac{h_3}{6}$$

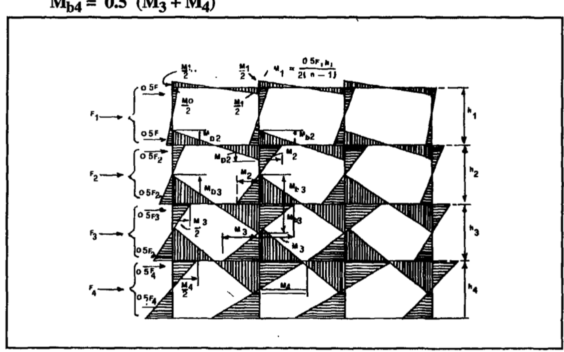
$$M_4 = (F_1 + F_2 + F_3 + 0.5F_4).\;\frac{h_4}{6}$$

$$M_{b1} = 0.5M_1$$

$$M_{b2} = 0.5\,(M_1 + M_2)$$

$$M_{b3} = 0.5\,(M_2 + M_3)$$

$$M_{b4} = 0.5\,(M_3 + M_4)$$



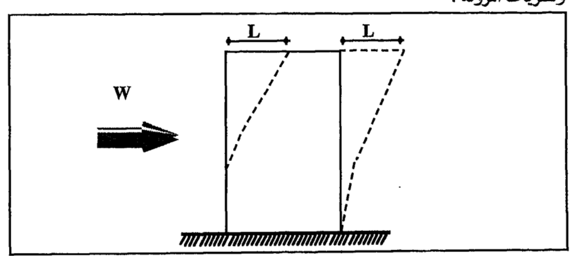
الشكل (٧ - ٢٢)

* ملاحظة : ليست هناك طرق تقريبية لتحليل الإطارات غير المنتظمة الأبعاد ، لذلك تستخدم فى كثير من الحالات مقاطع تجريبية من أجل حلول أكثر دقة ، بطرق تكون قابلة للحل بواسطة الحاسب .

٧ - ٣ - ٢ الطريقة الكابولية :

تعتبر هذه الطريقة من النوع الذى يعتمد على تحويل الإطار إلى منشأ مكافىء من حيث الخواص ، وهى تأخذ بالاعتبار شروط توافق الانتقالات والدورانات فى عناصر الإطار ، وبالتالى تدخل تأثير التشوهات والقوى المحورية بصورة مقبولة .

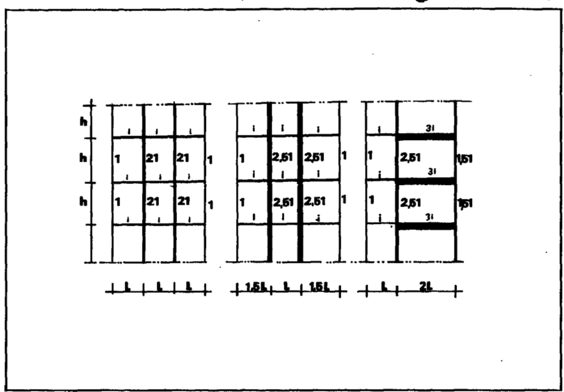
يُعتبر البناء المدروس بهذه الطريقة بأنه يعمل كأنه كابولى مثبت من الأسفل. وتُحسب الإجهادات على هذا الأساس ، طبقاً لقوانين الكمرات الكابولية، ونظريات المرونة .



الشكل (٧ - ٢٣)

تعتمد الطريقة الكابولية على نظرية الإطارات المتناسبة (كالنماذج الموضحة فى الشكل «٧ - ٢٤») والقائلة بأنه إذا كانت زوايا الدوران فى عناصر الإطار متساوية عند منسوب معين ، فإن قيم الصلابة فى العناصر المذكورة تكون متناسبة.

ومن خلال هذه النظرية نجد أن تحويل الإطار إلى كابولى مكافئ من حيث خواص الصلابة، (وخاضع لعزوم انحناء عند مناسيب الأدوار تمثل مجموع عزوم الإطار)، يعطى نتائج أكثر واقعية من طريقة الإطارات التقريبية .



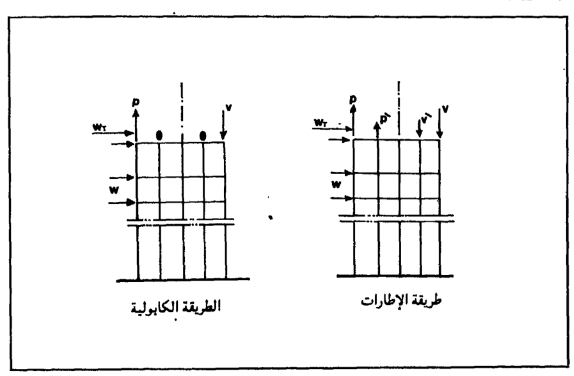
الشكل (٧-٢٤)

إن اختلاف مقاطع العناصر، يؤخذ بالاعتبار فى هذه الطريقة، من خلال الاعتماد على أن عزم قصور تلك العناصر تابع لمساحاتها، وللمسافات بين الأعمدة. لذلك نجد أن الافتراضات الأساسية للطريقة الكابولية هى:

١ - الإجهادات المحورية التى يتعرض لها أى عمود فى دور ما، تتناسب طردياً مع البعد عن محور التعادل لمجموعة أعمدة هذا الدور (مركز ثقل مجموعة أعمدة الدور).

٢ - تُعتبر نقاط منتصفات كل من الأعمدة والكمرات، مفاصل وهمية، أو نقاط تغير إشارات عزوم الانحناء فيها .

وكطريقة الإطارات التقريبية ، تُطبق هذه الطريقة فى المبانى العالية ذات النظم الإطارية والتى تحقق شرط نسبة الارتفاع إلى عرض القاعدة. إلا أنه يمكن بشكل عام استخدام الطريقة الكابولية للحالات التى تكون فيها ارتفاعات الأدوار غير متساوية، أو حالات اختلاف خواص الإطار، وذلك بايجاد خواص الصلابة المكافئة.



الشكل (٧ - ٢٥)

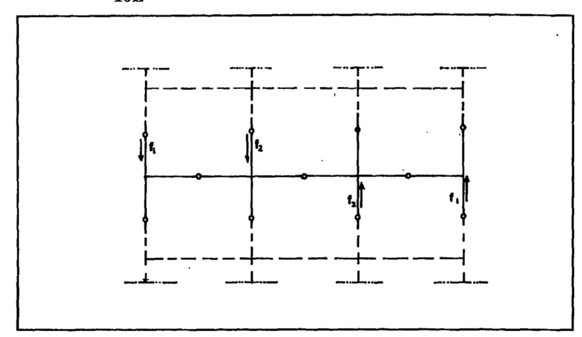
توضح الأشكال (٧ - ٢٦) و(٧ - ٢٧) و(٧ - ٢٨) سير العمل فى هذه الطريقة ، مع العلم أن :

* الإجهادات المباشرة على الأعمدة تحسب كمايلى :

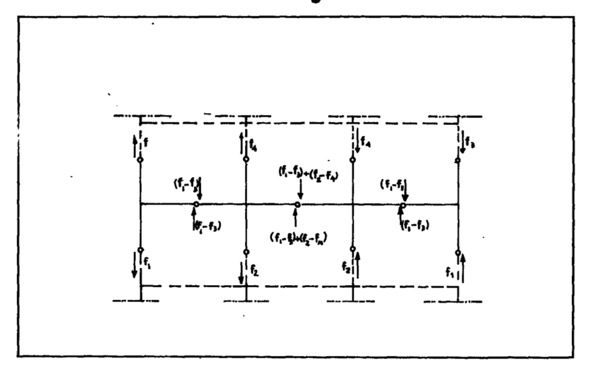
١ - عزم الدور يساوى عزم الحمل الأفقى الكلى عند المنسوب المدروس ويساوى :

$$M = F_2.L + 3F_1.L$$
$$F_1 = 3F_2$$
$$M = 10F_2.L$$

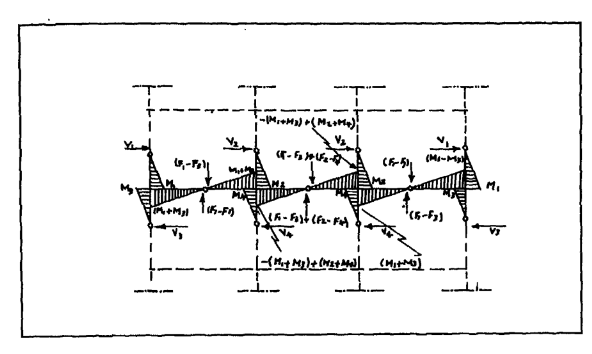
$$F_2 = \frac{M}{10L}$$



الشكل (٧ - ٢٦)



الشكل (٧ - ٢٧)



الشكل (٧-٢٨)

* القص على الكمرات كما بالشكل (٧ -٢٧)

* العزوم على الأعمدة والكمرات كما فى الشكل (٧ - ٢٨)

وبذلك تكون خطوات الحساب العامة قد تمت وفقاً للتسلسل التالى :

١ - تُفترض أماكن المفاصل الوهمية حسب الافتراضات لهذه الطريقة ، وتُوزع الأحمال الأفقية على مستويات الأدوار(كما فى طريقة الإطارات التقريبية).

٢ - يتم حساب عزوم الانحناء فى الدور المدروس من خلال معرفة الأحمال الأفقية المطبقة عليه ، وعلى الأدوار التى تعلوه .

٣ - تُحدد قيم القوى المحورية الشادة والضاغطة على الأعمدة فى الدور المدروس من خلال دراسة اتزان العزوم ، التى حسبت فى البند (٢) ، ومن خلال تناسب الإجهادات المحورية (المباشرة) على أى عمود مع المسافة عن مركز ثقل مجموعة الأعمدة فى هذا الدور .

٧ - ٣ - ٣ طريقة الكابولى المعدلة :

فى الطريقتين سالفتى الذكر ، تم افتراض أن منتصفات فتحات الكمرات وارتفاعات الأعمدة هى نقاط تغير الانحناء. وهذا الاعتبار لايعطى نتائج قريبة من الصحة إلى حد معقول إلا فى الأدوار العليا . إذ أن الأعمدة فى الأدوار السفلى غالباً ماتكون مربوطة مع الأساسات . وهذا مايمنع تلك النقاط من الدوران، على حين أن العقد عند تقاطع الكمرات مع الأعمدة ، تكون حرة الدوران بزوايا مختلفة تتبع قيمها نسب الصلابة لعناصر العقدة . ويستنتج من ذلك أن نقاط تغير الانحناء فى أعمدة الأدوار السفلى ، تقع فى مناطق أعلى من منتصفات هذه الأعمدة .

- لقد تم حل هذا الأمر بأن أوصت بعض الأكواد باعتبار أن نقاط تغير الانحناء فى الدور الأول فوق الأساسات ، تقع على ارتفاع (٦٠٪ الى ٧٠٪) من طولها الإجمالى . وتبقى هذه النقاط فى الطوابق الأخرى فى منتصفات ارتفاعات الأعمدة .

كما أوصى البعض الآخر باعتبار أن الـ(١٠٪) الأولى من عدد الأدوار الإجمالى فى المبنى هى أدوار انتقالية تتدرج فيها نقاط تغير الانحناء شيئاً فشيئاً لتقترب من منتصفات الأعمدة فى الأدوار الأخرى .

تم تعديل الطريقة الكابولية ، بغرض استخدامها فى المبانى التى تزيد فيها نسبة الارتفاع إلى العرض عن (٤) . حيث افترض من خلال الطريقة الكابولية المعدلة أن البلاطات المستوية قبل تشوه الأعمدة ، تبقى كذلك بعده . مع بقاء اعتبار أن المبنى ككل ، يعمل كابولى تحت تأثير قوى دفع الرياح الجانبية .

تتلخص الطريقة المعدلة هذه فى اعتبار أن عزم قصور الكمرات المتجاورة يتناسب طردياً مع قوى القص المطبقة عليها .

وتُستعمل الطرق المعروفة مثل (توزيع العزوم Moment Distribution) أو (الميل والانحراف Slope Deflection) أو غيرها لإيجاد العلاقات التى تربط بين صلابة الكمرات الجانبية وصلابة الكمرات الداخلية .

ومعادلات الميل والانحراف مثلاً تعطى فى هذه الحالة:

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{V_1.L_1}{V_2.L_2}$$

حيث :

$K_1 = \frac{I_i}{L_i}$= صلابة الكمرة التى طولها L_i وعزم قصورها I_i .

V_1 , V_2 = قوى القص فى الكمرتين الداخلية والجانبية .

٧ - ٣ - ٤ الانتقال الأفقى الناتج عن الرياح :

تمثل قوى القص الأفقية الناتجة عن الرياح ، قدرة تحريك الأدوار بشكل أفقى بالنسبة إلى بعضها ، أى أن قوة القص المطبقة على دور معين ، تحرك هذا الدور بصورة أكبر من الدور الأسفل . وتدعى هذه بالانتقالات الأفقية فى الأدوار.

عندما يكون المنشأ مرناً ، فإن تأثير الرياح على تلك المنشآت يؤدى إلى إزعاجات للمستثمرين من خلال الصرير الذى يحدث فى الجدران الفاصلة أو الجدران التزينية بسبب اهتزازها . لذلك لابد من أن يكون هناك مقياساً يُحدِّد الانتقالات الأفقية المسموحة .

ولايقل اختيار هذا المقياس والذى يُدعى أيضاً بدليل الانحراف ، أهمية عن اختيار أحمال الرياح المناسبة فى التصميم .

إن معظم الأكواد تعتبر قوى الرياح فى التصميم ، ونادراً مايكون دليل الانحراف غير محقق عند تحقيق متطلبات الأمان .

إذا تم اختيار قيم منخفضة لدليل الانحراف ، فإن المجموعة الإنشائية لمقاومة الرياح تصبح مكلفة بشكل أكبر . لذلك فالعوامل الواجب اعتبارها عند اختيار تلك القيم هى:

١ - نمط البناء ووظيفته .

٢ - تأثير صلابة الجدران الداخلية والخارجية والبلاطات .

٣ - مصدات الرياح الخارجية .

٤ - شدة الرياح المعتبرة فى الكود .

- يُعطى الجدول التالى والمسمى بجدول دليل الانحراف قيم نسبة الانتقال الأفقى إلى الارتفاع للمبنى ($\frac{\Delta}{h}$).

نوع البناء	نمط البناء		التعرض	متطلبات كود الرياح	دليل الانحراف
	جدران	أرضيات			
مبانى مكاتب	جدران فاصلة	صلب وتغليف خرسانة	أدنى	متوسط	0.0025
مبانى فنادق	بناء	خرسانة	أقصى	حدى	0.0025
مبانى مكاتب	بناء	صلب وتغليف خرسانى	وسطى	متوسط	0.0030
مبانى سكنية	بناء	خرسانة	أدنى	حدى	0.0025
مبانى مكاتب	جدران فاصلة	صلب وتغليف خرسانة	أقصى	أدنى	0.0015

على الرغم من أن الاختيار الهندسى للانتقال الأفقى ، يميز موضوع التكلفة الاقتصادية للمنشأ، بما لايتعارض مع متطلبات المتانة والاستقرار. إلا أنه يجب زيادة الصلابة لتحقيق الحركات المسببة للإزعاج، أو للتشققات الخفيفة، وخاصة فى المستشفيات والفنادق والمساكن التى تتطلب اعتبارات خاصة، لأن تلك

الحركات تصبح عرضة للزيادة والتوسع مع الزمن .

لقد لوحظ فى المبانى العالية أن بعضاً من أنواع الإكساء الخارجى والإضافات كالقواطع واللياسة المضافة على الأعمدة والكمرات لمقاومة الحريق . وكذلك جدران بيت الدرج وغيرها تزيد من صلابة الهيكل الحامل لمقاومة قوى القص . فى حين أن الأنواع الأخرى كالزجاج والأسقف المستعارة وماشابهها ، لاتؤدى هذه المهمة .

إن المبانى المقامة فى مراكز المدن ، وكذلك المبانى متوسطة الارتفاع ، تكون فى الغالب أقل تعرضاً للضغوط التصميمية الكاملة على الرياح ، لذلك فإن معايير الانتقال الأفقى فيها لاتصل إلى الحالات الحدية .

تدلنا الفكرتان سالفتا الذكر على أنه فى الحالات التى يعتمد فيها كود ذو مواصفات عالية للمتانة والاستقرار ، يمكن تعديل دليل الانتقال الأفقى بمايتلاءم مع كافة المعطيات المذكورة.

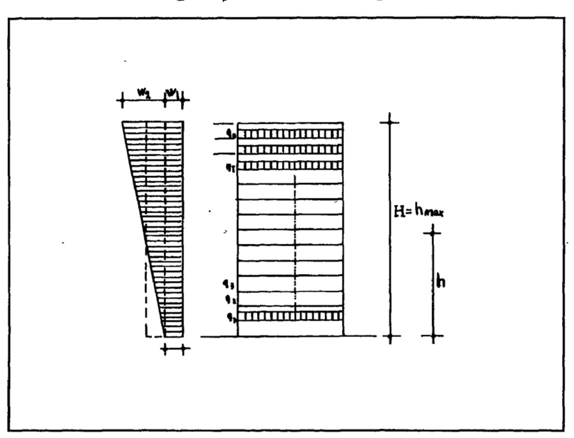
هذا وتشير الإحصاءات إلى أن العديد من المبانى العالية فى مدينة نيويورك قد صممت على دليل للانتقال مساوٍ الى (0.002-0.003) . أما المبانى المتوسطة الارتفاع ذات الجدران القاطعة على دليل مقداره (0.0015-0.002).

٧ - ٤ التحليل الإنشائى لجدران القص الخاضعة للأحمال الأفقية :

لاتقتصر النظم الإنشائية التى تعتمد على جدران القص لمقاومة القوى الأفقية على تحمل هذا النوع من الأحمال فقط، فالجدران فى هذه المجموعة تنقل أيضاً الأحمال الرأسية المطبقة عليها عند مناسيب الأدوار ، والناتجة عن الأوزان الذاتية لعناصر الأسقف، وعن الأحمال الحية فوقها ... وعن غير ذلك .

لذلك تحسب هذه العناصر تحت تأثير أحمال أفقية (W) وأحمال رأسية (V) وعزوم انحناء (M) .

يمثل الشكل (٧ - ٢٩) توزيع ضغط الرياح على خط ارتفاع المبنى ، أو على جدار قص فيه . ويبسط الحساب باعتبار أن هذا الضغط يمكن أن يأخذ توزيعاً منتظماً مكافئاً بدلاً من التوزيع شبه المنحرف . أو توزيعاً منتظماً مضافاً إليه توزيعاً مثلثاً، بحيث يكافئ مجموعهما الضغط الإجمالي .



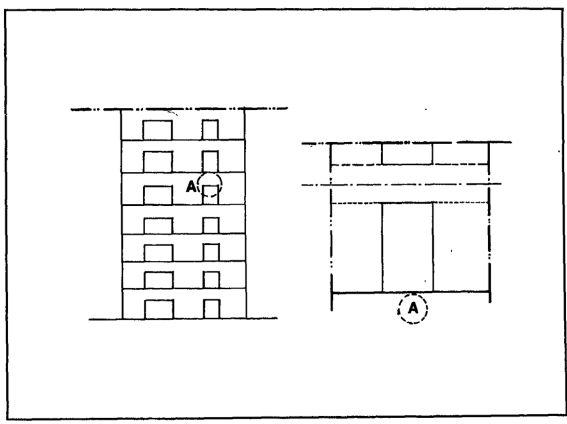
الشكل (٧ - ٢٩)

٧-٤ - ١ تصنيف جدران القص :

يمكن تصنيف جدران القص ضمن فئتين أساسيتين، فهناك الجدران المصمتة ، والجدران الحاوية على فتحات (المفرغة) . وهذه الأخيرة يمكن تصنيفها تبعاً لأبعادومساحات الفتحات إلى فتحات صغيرة ومتوسطة وكبيرة .

وغالباً ماتحتوى جدران القص على فتحات موزعة على ارتفاع المبنى عند منسوب كل دور، ويكون تأثير ذلك على هذه المجموعة بأن ترتبط هذه الجدران عند مناسيب الأدوار ببعضها البعض عن طريق عناصر إنشائية أخرى، هى كمرات الربط (الروابط الأفقية). وعندئذ تؤول صعوبة حل الجدار تحت تأثير مختلف الأحمال ، إلى كيفية حساب هذه العناصر ، ونقل الإجهادات منها إلى الجدران الموصولة بها .

تُبَسَّط طرق حساب الجدران المفرغة أو المشتملة على فتحات ، بالاستعاضة حسابياً عن تلك الروابط ، بعناصر وهمية مكافئة ، بشكل يُصبح معه سلوك الجدار وكأنه مصمت . وبذلك يمتلك الجدار المكافئ نفس خواص صلابة الجدار الأصلى (الحاوى على الفتحات) وبالتالى يسلك نفس السلوك المرن تحت تأثير دفع الأحمال الأفقية .



الشكل (٧ - ٣٠)

عند حساب كمرات الربط يجرى تخفيف معامل مرونتها حيث يؤخذ عادة :

$$E_p = (0.3 - 0.5)\ E_w$$

E_p = معامل مرونة الرابط.

E_w = معامل مرونة الجدار .

هذا ويفضل اعتماد معامل المرونة المذكور لمنع تشققات مناطق الشد فى المقطع العرضى بسبب الانحناء أو الانكماش .

*** الجدران المصمتة :**

يُعَتبر حساب جدران القص المصمتة (غير الحاوية على فتحات) أكثر سهولة فيما لوقورن بالحالة المعاكسة (حالة وجود الفتحات) .

فمن أجل تحديد مقاطع هذه الجدران وحساب التسليح فيها عند أى منسوب مدروس يجرى حساب قيم الأحمال الرأسية المطبقة عليها بالطرق المعتادة ، وكذلك القوى الأفقية المؤثرة ، تبعاً لما ورد . ويجرى بناءً على ذلك تحديد قوى القص وعزوم الانحناء فى المقطع المدروس .

أما الانزياح الأفقى الناتج عن القوى الأفقية فى جدار مصمت ، فيمكن إيجاده من العلاقة التالية : (وذلك تحت تأثير حمل موزع بانتظام شدته (W) أو تحت تأثير حمل مثلث شدته القصوى فى الأعلى (W)) .

فمن أجل حمل موزع بانتظام يكون الانتقال الأفقى عند منسوب مدروس (ζ) :

$$X_h = \frac{W.H^4}{EI}(0.042\ \zeta^4 - 0.17\ \zeta^3 + 0.25\ \zeta^2) + \frac{W.H^2}{GA}.K\ \ (\zeta^2 - 0.5\ \zeta^3)$$

حيث :

H = الارتفاع الكلى للمبنى المدروس، أو للجدار باعتباره مستمراً على

كامل المبنى .

E = معامل مرونة الخرسانة للجدار المدروس فى الشد أو الضغط .

I = عزم قصور مقطع الجدار .

ζ = نسبة الارتفاع المدروس إلى الارتفاع الكلى .

G= معامل مرونة خرسانة الجدار فى القص.

A= مساحة المقطع العرضى للجدار المدروس .

K= معامل يتعلق بالمساحة المكافئة للقص ، ويعطى كمايلى :

$K=1.0$ للمقاطع ذات الشكل (I) .

$K=1.1$للمقاطع ذات الشكل (T).

$K=1.2$للمقاطع ذات الشكل المستطيل .

أما من أجل أحمال مثلثية شدتها القصوى (W) فى الأعلى ، فيكون الانتقال الأفقى عند أى منسوب فى الجدار المصمت كمايلى :

$$X_h = \frac{W.H^4}{EI}(0.0083\ \zeta^5 - 0.833\ \ \zeta^3 + 0.17\ \zeta^2) + \frac{W.H^2}{GA}.K(\ 0.5\zeta^3 - 0.17\ \zeta^2\ )$$

هذا ويعتبر $X_h = X_{h\,max}$ فى الحالتين المذكورتين عندما يكون

$(\zeta = \frac{h}{H} = 0.8)$ حيث (h) ارتفاع المنسوب المدروس .

٧ - ٤ - ٢حساب جدران القص الحاوية على فتحات بطريقة الوسط المستمر:

تختلف الطرق التى تُحسب من خلالها جدران القص التى تحتوى على فتحات فيها ، عن تلك التى تُحسب من خلال الجدران المصمتة . ويعود ذلك إلى اختلاف سلوك المنشأ تحت الأحمال الأفقية بين الحالتين المذكورتين .

يتم تصنيف سلوك العناصر الحاوية على فتحات من خلال معامل يتعلق

بارتفاع المنشأ أو الجدار (H) كما سنرى هو (∝H) حيث (∝) ثابت يتعلق بالخصائص الهندسية للجدران .

إن عدد فتحات الجدار فى الصف الواحد ، وكذلك أبعاد الفتحة ، يؤثران بشكل ملحوظ على سلوك الجدران المفرغة .

فعرض الفتحة يؤثر على كيفية توزيع قوى القص فى الجوائز التى تربط الجدران ببعضها البعض (الروابط) . ففى الجدران ذات الفتحات الصغيرة ، والتى يميل سلوكها نحو سلوك الجدران المصمتة ، وجد أن تأثير الفتحات لايغير كثيراً من قيم الإجهادات المحورية فى الجدران .

فى حين تُهمَل القوى القاصة فى الجدران التى تضم فتحات كبيرة ، حيث تصبح الجدران بين الفتحات وكأنها إطارات من حيث العمل الإنشائى .

لإيضاح هذا المفهوم ، نْعرِّف المعامل (∝) الذى يتعلق بتوصيف سلوك المنشأ أو الجدار الحاوى على فتحات ، بالعلاقة التالية:

$$\propto = \sqrt{\frac{12}{d.\,b^3}\left(\frac{A}{A_A + A_B} + \frac{L^2}{I}\right)}$$

حيث :

A_A, A_B= مساحة مقطعى الجدارين (A , B) الموضحان فى الشكل(٧ - ٣١)

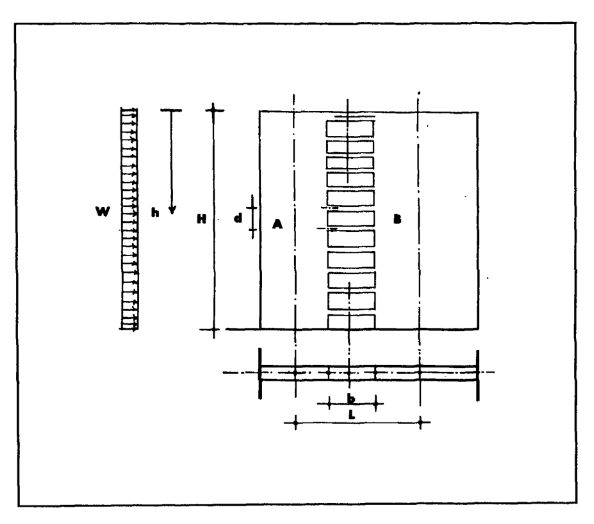
d= ارتفاع الدور (المسافة الرأسية بين الروابط).

b= طول الرابط.

L= المسافة بين مركزى ثقل الجدارين المرتبطين .

I= تعرف كمايلى :

$$I = \frac{I_{po}}{1 + K\,\frac{E}{G}\left(\frac{t}{b}\right)^2}$$



الشكل (٧ - ٣١)

E= معامل مرونة كمرة الربط

G= معامل مرونة القص

K= ثابت يتعلق بالمساحة المكافئة للقص .

t = ارتفاع كمرة الربط .

I_{po}= عزم قصوركمرة الربط .

من خلال قيمة (∝) هذه ، أو من خلال (∝ H) تصنف الجدران الحاوية على فتحات تبعاً لمايلى :

- $\propto H > 8$: الفتحات صغيرة وسلوك الجدار مشابه للجدار المصمت
- $\propto H < 4$: الفتحات كبيرة وتعمل الجدران بشكل مشابه للإطارات
- $4 < \propto H < 8$: الفتحات متوسطة وطريقة عمل مشتركة للجدران المترابطة.

حيث (H) هو الارتفاع الكلى للجدار.

أولا : الجدران ذات الفتحات الصغيرة ($\propto H > 8$) :

عندما لاتزيد مساحة الفتحات عن ربع مساحة الجدران (تقريباً) . أو عندما تتحقق النسبة أعلاه ، تكون الفتحات حينئذ صغيرة ، وتصبح قليلة التأثير على الجدران ، حيث يُصَّمم عندها الجدار وكأنه مصمت مع الأخذ بالاعتبار قوى القص التى تتعرض لها منتصفات الروابط ، والتى تُحدد بالعلاقة التالية ، وذلك من أجل كمرة رابطة (i) تقع على ارتفاع مقداره (h) مقاساً من أعلى البناء باتجاه الأسفل :

$$Q_i = \frac{Q_o \cdot d}{I} \cdot S$$

حيث :

Q_o = قوة القص الكلية الناتجة فى أسفل الجدار (الكابولى) بسبب الأحمال الأفقية الخارجية (W).

d = طول الرابط (كمرة الربط) .

I = عزم قصور الجدار الكلى باعتباره مصمت حول مركز ثقله .

S = العزم الإستاتيكى للجدار باعتباره مصمت حول مركز ثقله .

تكون القوى المحورية على الجدار فى أى مقطع مساوية إلى مجموع قوى

القص على طرفي الرابط اعتباراً من المنسوب المدروس وحتى أعلى البناء .

$$N_i = \Sigma\ Q_i$$

تُعيَّن قيم عزوم الانحناء في طرفي الرابط الموثوقين في مثل هذه الحالات بالعلاقة :

$$M = Q_i \cdot \frac{b}{2}$$

حيث b= عرض كمرة الربط .

إذا تحققت النسبتين التاليتين في جدار يحتوى على فتحات صغيرة ، فيمكن بشكل تقريبى اعتبار الجدار وكأنه مصمت، ويحسب عندها كأنه كابولى واحد مثبت من الأسفل :

$$t \geq 0.2.d$$

$$\Sigma\, b \geq 0.15\ \Sigma\ L$$

حيث : (t) ارتفاع الرابط .

(d) ارتفاع الدور .

(Σb) مجموع أطوال الروابط (الفتحات).

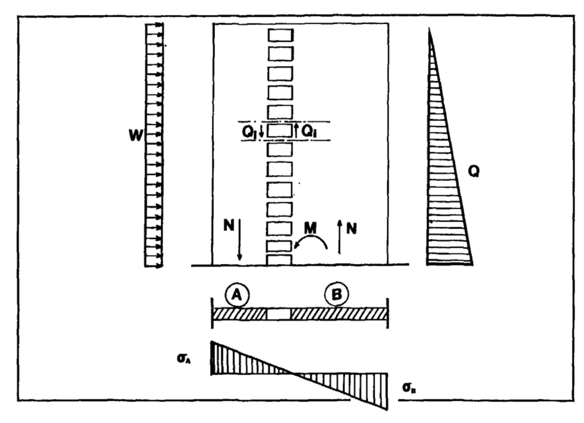
(ΣL) مجموع أطوال الجدار بين الفتحات .

يجوز بصورة تقريبية اعتبار الإنزياح الأفقى الحاصل فى مثل هذه العناصر مساو إلى:

$$X_{hi} = (1.25 - 1.40)\ (X_{hi})_F$$

حيث $(X_{hi})_F$ = الإنزياح الأفقى للجدار المصمت بتأثير الأحمال الأفقية نفسها المطبقة على الجدار الحاوى على فتحات صغيرة .

يوضح الشكل (٧ - ٣٢) كيفية توزيع الإجهادات على جدار يضم فتحات صغيرة.



الشكل (٧ - ٣٢)

توزيع الإجهادات المحورية على جدار يحتوى على فتحات صغيرة

ثانياً : الجدران ذات الفتحات الكبيرة ($\propto H < 4$):

عندما تكون الفتحات فى الجدران كبيرة نسبياً، تكون صلابة الروابط صغيرة، وبالتالى تصبح غير قادرة على تحمل العزوم الناتجة عن الدفع الأفقى .

ويعتبر الجداران المتصلان بتلك الروابط فى هذه الحالة ، بأنهما مرتبطان بعناصر أفقية متصلة الطرفين تؤدى مهمة تساوى الانتقالات الأفقية للجدران .

تسلك الجدران الحاوية على فتحات كبيرة سلوكاً شبيهاً بعمل الإطارات الخاضعة لتأثير الأحمال الأفقية ، مع بعض التعديلات البسيطة . وفى حالة جدارين مرتبطين بروابط أفقية كبيرة الأبعاد تُحسب عزوم الانحناء على النحو التالى :

للجدار (A) : $M_A = \frac{I_A}{I} . M_0$

للجدار (B) : $M_B = \frac{I_B}{I} . M_0$

حيث: $(I = I_A + I_B)$

M_0 = عزم الإنحناء الناتج عن الحمل الأفقى الخارجى.

تُحسب الإنتقالات الأفقية لهذه الجدران كما فى حالة الجدران المصمتة مع إستبدال الصلابة (K) للجدار المصمت بالصلابة المكافئة (K_S) للجدار المشتمل على فتحات :

حيث يكون من أجل جدارين (A, B):

$$K = \frac{3EI}{H^3}$$

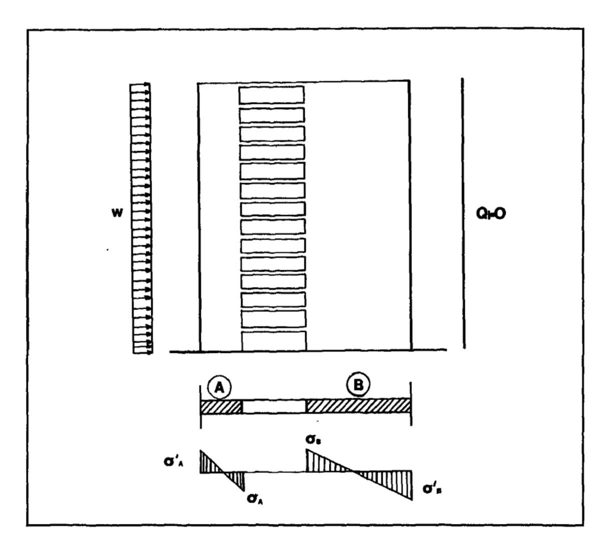
$$K_s = \frac{3E(I_A + I_B)}{\gamma . H^3}$$

حيث γ = معامل يعطى بالعلاقة :

$$\gamma = 1 + \frac{A(I_A + I_B)}{A_A . A_b . b^3}$$

$$A = A_A + A_b$$

فى هذه الحالة تعتبر $(Qi = o)$ ويمثل الشكل (٧ - ٣٣) توزيع الإجهادات على جدار يحتوى على فتحات كبيرة .

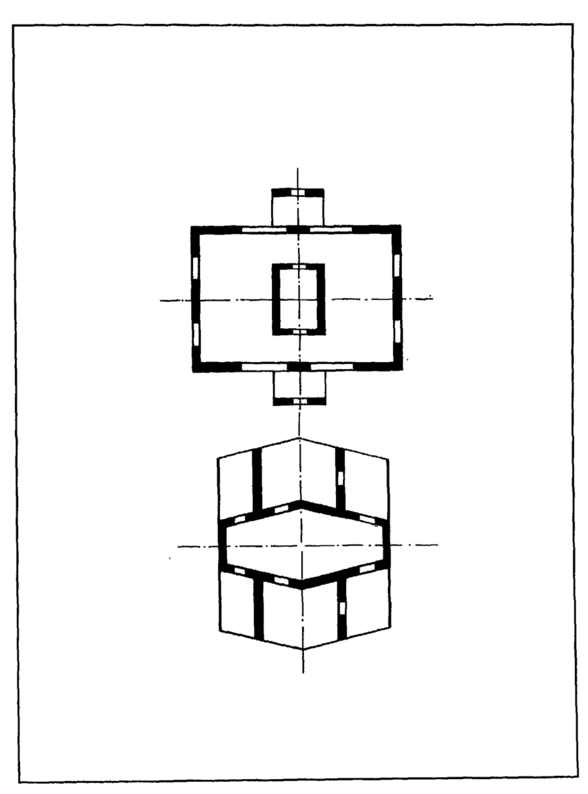


الشكل (٧ - ٣٣)

توزيع الإجهادات على جدار يحتوى على فتحات كبيرة

ثالثاً : الجدران ذات الفتحات المتوسطة (الحالة العامة):

يمكن تعميم طريقة الوسط المكافئ المستمر على المبانى التى تكون فيها مجموعات الروابط متصلة بشكل متناظر وفراغى ، كالحالات الشبيهة بالشكل (٧ - ٣٤) .



الشكل (٧-٣٤)

(A)

(B)

(C)

شكل (٧ - ٣٥)

نماذج توزيع الإجهادات فى جدارى قص مرتبطين فى الحالة العامة.

***الافتراضات الأساسية:**

تعتمد طريقة الوسط المكافئ المستمر فى الحالة العامة على الافتراضات الأساسية التالية :

١ - تُعتبر كافة الجدران المدروسة كوابيل مثبتة من الأسفل ، وحرة فى الأعلى وتتعرض عند أى منسوب إلى انتقال أفقى واحد بسبب الدفع الأفقى الناتج عن قوى الرياح أو ماشابهها .

٢ - تُهْمَل جميع تشوهات جدران القص . ويُعتبر هذا الافتراض مقبولا إلى حد كبير كونه لايُغيِّر من النتائج النهائية للحساب .

٣ - تُهْمَل التشوهات المحورية للروابط الأفقية (التى قد يأخذ مقطعها الشكل المستطيل أو (T) أو (L) أو (I)) وذلك بسبب الصلابة النسبية الكبيرة للبلاطات فى مستوياتها ولكون القوى المحورية التى تتعرض لها هذه العناصر(الروابط) تعتبر صغيرة بالمقارنة مع عزوم الانحناء.

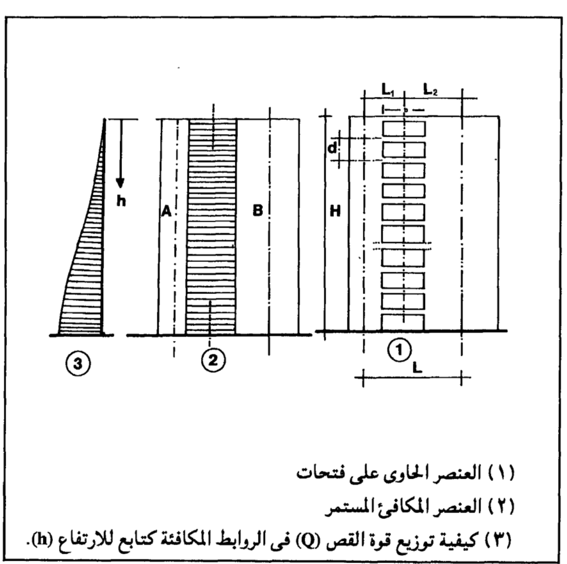
٤ - تُعتبر منتصفات أطوال الروابط الأفقية ، نقاطاً لتغير الخط المرن لها ، وبالتالى فعزوم الانحناء بسبب القوى الأفقية تكون مساوية للصفر فى تلك النقاط .

تستخدم هذه الطريقة لحساب الإجهادات فى عناصر جدران القص التى تحتوى على فتحات فيها . وبالتالى التى تتصل عند منسوب معين ببعضها عبر روابط أفقية ، وتخضع إلى أحمال أفقية .

وتُدعى هذه الطريقة أيضاً بطريقة الوسط المكافئ أو بطريقة الوسط المرن . يقترب عمل الجدران ذات الفتحات الصغيرة من عمل الجدران المصمتة ، فى حين يقترب سلوك تلك التى تضم فتحات كبيرة من سلوك الإطارات .

يُفترض فى هذه الطريقة أن الروابط الأفقية بين الجدران تستمر على كامل ارتفاع المبنى المدروس . وأن الاستمرار بين الجدران محقق رياضياً نتيجة لاعتبار الوسط المكافئ المستمر عند منطقة الروابط .

إن قوة القص (Q) عند أى منسوب ، والمطبقة على الأوساط المستمرة ، بسبب الأحمال الأفقية ، تكون مجهولة القيمة ، ويتم إيجادها وفقاً لطريقة الحل المشروحة أدناه .



(١) العنصر الحاوى على فتحات

(٢) العنصر المكافئ المستمر

(٣) كيفية توزيع قوة القص (Q) فى الروابط المكافئة كتابع للارتفاع (h).

الشكل (٧-٣٦)

ويقترب هذا الفرض من السلوك الفعلى للعناصر كلما ازدادت نسبة عرض الجدار إلى ارتفاع الرابط الأفقى (الكمرة أو البلاطة).

٥ - تُعتبر ارتفاعات جميع الأدوار ثابتة على كامل ارتفاع المبنى .

٦ - تُحوّل الروابط الأفقية (التى يفترض بأنها تمتلك نفس الخصائص الهندسية فى أى دور) ذات الصلابة الثابتة (EI_{po}) إلى شريحة مكافئة صلابتها $\frac{EI_{po}}{d}$. حيث (I_{po}) عزم قصور الرابط (الكمرة والبلاطة)، (d) ارتفاع الدور .

٧ - يُعتبر بحر الكمرة الحسابى، مساوٍ إلى المسافة الصافية بين الجدارين المرتبطين (مسافة الضوء) مضافاً إليها ارتفاع الرابط(كمرة الربط) .

فى الحالة العامة نلاحظ أن أية قوى أفقية تؤثر على المبنى المدروس ، تؤدى إلى إحداث انتقالات نسبية رأسية فى الروابط ، وذلك عند نقاط المستو الوسطى المار من منتصفات هذه الروابط . وتنتج هذه الانتقالات عن الأسباب التالية :

- الانتقال ذى القيمة Δ_1 :يحدث بسبب عزم الانحناء فى الجدران .
- الانتقال ذى القيمة Δ_2 :يحدث بسبب التشوهات المحورية للجدران .
- الانتقال ذى القيمة Δ_3 :يحدث بسبب عزم الانحناء فى الروابط .
- الانتقال ذى القيمة Δ_4 :يحدث بسبب تشوهات القص للروابط .

وشروط توافق الانتقالات تفترض بأن يكون :

$$(\Sigma \Delta_i = \Delta_1 + \Delta 2 + \Delta 3 + \Delta 4 = 0)$$

وباستبدال قيم كل انتقال بدلالة أبعاد المنشأ وعناصره، وخصائصهم الهندسية تنتج مجموعة من المعادلات التفاضلية، بحلها يتم الحصول على

الإجهادات التى تتعرض لها الروابط وبالتالى الجدران .

إلا أن العمل بموجب تلك المعادلات طويل جداً ويحتاج إلى حسابات تستغرق زمناً طويلاً . لذلك يمكن اعتماد أسلوب أبسط للحل يعتمد على مجموعة من المنحنيات البيانية سهلة الاستخدام ومستخرجة من المعادلات المنوه عنها أعلاه.

- نستعرض طريقة الحل بالبيانات كمايلى :

٧-٤-٢-١ النموذج الأول :

أولاً: حالة جداري قص مرتبطين يتعرضان إلى حمل موزع بانتظام :

يمثل الشكل (٧ - ٣٧) الجداران (A,B) المرتبطين بعناصر أفقية . ويتعرضان إلى حمل أفقى موزع شدته (W) منتظم على كامل الارتفاع . ويوضح هذا الشكل توزيع الإجهادات المحورية الإجمالية على الجداريـن ، والناتجة عن الانحناء المركب الذى تسببه كل من قوة القص فى الرابط (Q) وعزم الانحناء. واللذان يتعرض لهما الجداران من خلال حالة التحميل الموضحة .

تُعبِّر الحالة (1) فى الشكل (٧ - ٣٧) عن توزيع الإجهادات المحورية على الجدارين عندما يعملان كابوليين مستقلين مثبتين من الأسفل .

أما الحالة (2) فتمثل توزيع تلك الإجهادات عندما يعمل الجداران كابولى واحد.

فى حين أن الحالة (3) تبين كيفية توزيع الإجهادات نتيجة وجود الرابط بينهما . وهى تنتج عن جمع الحالتين (2+1) .

١ - حساب الإجهادات العظمى والصغرى فى الجدران : من أجل ذلك نجزىء المخطط {3} إلى المخططين (2+1).

أ - المخطط رقم (3):

يعطى توزيع الإجهادات المحورية الإجمالية على الجدار (A) بالعلاقتين :

$$\sigma\ A = \frac{M_A.C_1}{I_A} + \frac{Q}{A_A} = (\frac{W.h^2}{2} - Q.L)\frac{C_1}{I} + \frac{Q}{A_A}$$

$$\grave{\sigma}\ A = \frac{M_A.C_2}{I_A} + \frac{Q}{A_A} = -(\frac{W.h^2}{2} - Q.L)\frac{C_2}{I} + \frac{Q}{A_A}$$

حيث :

M_A = عزم الإنحناء الناتج عن القوى الخارجية ، والمطبّق علـى الجـدار (A) عند المنسوب المدروس (h) مقاساً من الأعلى .

C_1,L,C_2= معرفين على الشكل (٧ - ٣٧).

I_A = عزم قصور الجدار (A).

Q = قوة القص على الكمرة الرابطة(عند الطرف)

A_A = مساحة مقطع الجدار(A) .

I = مجموع عزمى قصور الجداريـن ($I=I_A+I_B$).

وعلـى الجـــدار(B) يكون :

$$\sigma_B = \frac{M_B.C_3}{I_B} + \frac{Q}{A_B} = (\frac{W.h^2}{2} - Q.L)\frac{C_3}{I} + \frac{Q}{A_B}$$

$$\grave{\sigma}_B = \frac{M_B.C_4}{I_B} + \frac{Q}{A_B} = -(\frac{W.h^2}{2} - Q.L)\frac{C_4}{I} + \frac{Q}{A_B}$$

حيث :

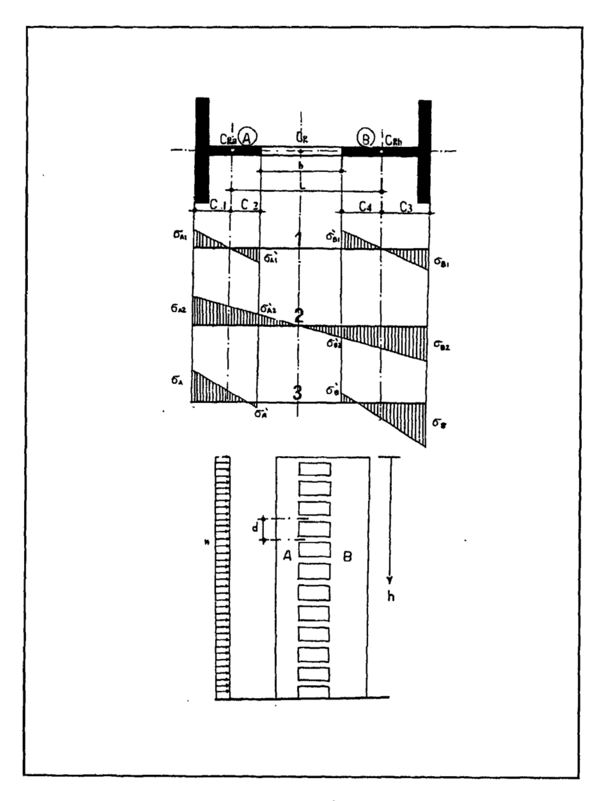
A_B= مساحة مقطع الجدار B.

ب - المخطط رقم (2):

عندما يعمل الجداران ككابولى واحد مشترك ، فإن الإجهادات المحورية التى يتحملها الجدار (A) تحسب كمايلى :

$$\sigma_{A2} = \frac{W.h^2}{2I`}\ (\frac{A_B.L}{A} + C_1)\ (\frac{K_2}{100})$$

$$\sigma`_{A2} = \frac{W.h^2}{2I`}\ (\frac{A_B.L}{A} - C_2)\ (\frac{K_2}{100})$$



الشكل (٧-٣٧)

حيث: $A = A_A + A_B$

$$L2 \quad \frac{A_A . A_B}{A} + A_B + A_A = I`$$ = عزم قصور المقطع الكلى حول مركز ثقله.

K_2 = النسبة المئوية من العزم الخارجى الذى يقاومه الجداران باعتبارهما كابولى واحد .

ومن أجل الجدار (B) يكون

$$\sigma_{B2} = \frac{+W.h^2}{2I`} \left(\frac{A_A . L}{A} + C_3 \right) \left(\frac{K_2}{100} \right)$$

$$\sigma`_{B2} = \frac{-W.h^2}{2I`} \left(\frac{A_A . L}{A} - C_4 \right) \left(\frac{K_2}{100} \right)$$

جـ - المخطط رقم (1) :

عندما يعمل الجداران ككابوليين مستقلين يصبح لدينا :

$$\sigma_{A1} = \frac{+W.h^2}{2} \cdot \frac{C_1}{I} \cdot \frac{K_1}{100}$$

$$\sigma`_{A1} = \frac{-W.h^2}{2} \cdot \frac{C2}{I} \cdot \frac{K_1}{100}$$

حيث (K_1) النسبة المئوية من العزم الخارجى الذى يقاومه الجداران باعتبارهما كابوليين مستقلين . حيث :

$$K_1 = 100 - K_2$$

ومن أجل الجدار (B) نجد :

$$\sigma_{B1} = \frac{-W.h^2}{2} \cdot \frac{C_3}{I} \cdot \frac{K_1}{100}$$

$$\sigma`_{B1} = \frac{+W.h^2}{2} \cdot \frac{C_4}{I} \cdot \frac{K_1}{100}$$

- وعند طرفى كل جدار نستطيع أن نكتب :

$$\sigma_A = \sigma_{A1} + \sigma_{A2}$$

$$\sigma`_A = \sigma`_{A1} + \sigma`_{A2}$$

$$\sigma`_B = \sigma`_{B1} + \sigma`_{B2}$$

$$\sigma_B = \sigma_{B1} + \sigma_{B2}$$

باستبدال هذه القيم بما يعادلها فى العلاقات السابقة ، نحصل على قيمة K_2 بدلالة (Q).

- وبذلك نحصل على قيمة (K_2) كمايلى :

$$K_2 = \frac{200}{(\propto H)^2 (\frac{h}{H})} \left[1 + \left(\frac{\sinh \propto h.hH}{\cosh . \propto h} \sinh (\propto h) - \cosh (\propto h) + \frac{1}{2} (\propto h)^2 (\frac{h}{H}) \right]^2$$

حيث $K_1 = (100 - K_2)$

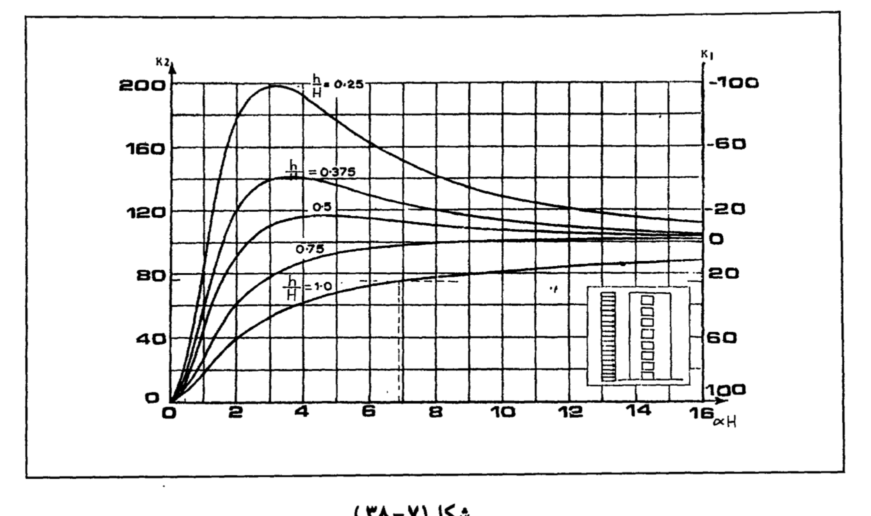
- إن قيمة (K_2) تتعلق فقط بالمعامل $(\propto)$ وبنسبة الارتفاع $\frac{h}{H}$.

حيث :

$$\propto = \sqrt{\frac{12 I_P}{d.b^3} \left(\frac{A_A + A_B}{A_A . A_B} + \frac{L^2}{I} \right)}$$

* تعطى قيم (K_1 , K_2) فى الشكل (٧ - ٣٨) وذلك من أجل الأحمال الموزعة بانتظام بدلالة $(\propto H)$ و($\frac{h}{H}$) .

بعد حساب قيم هذين المعاملين ، يتسنى لنا حساب قيم الإجهادات القصوى والصغرى للجدران المدروسة .



شكل (٧-٣٨)

قيم المعاملين (K_1 و K_2) من أجل الأحمال الموزعة بانتظام

٢ – حساب قوى القص فى الروابط (كمرات الربط) :

تعتمد قوى القص (q) الموزعة على وحدة الارتفاع بالعلاقة التالية :

$$q= \frac{W.H}{L} \cdot \frac{K_3}{\mu}$$

حيث μ معامل يتعلق بشكل المنشأ ، ويعطى بالعلاقة :

$$\mu = 1 + \frac{A.I}{A_A.A_B.L^2}$$

K_3= معامل إجهاد القص، يؤخذ مـــن الشكـــل (٧ – ٣٩) وهو محـــدد بالعلاقة :

$$K_3 = \frac{\sinh \propto h_ \propto H}{\propto H. \cosh \propto h} .\cosh\ (\propto h) + \frac{\sinh \propto h}{\propto H} + h$$

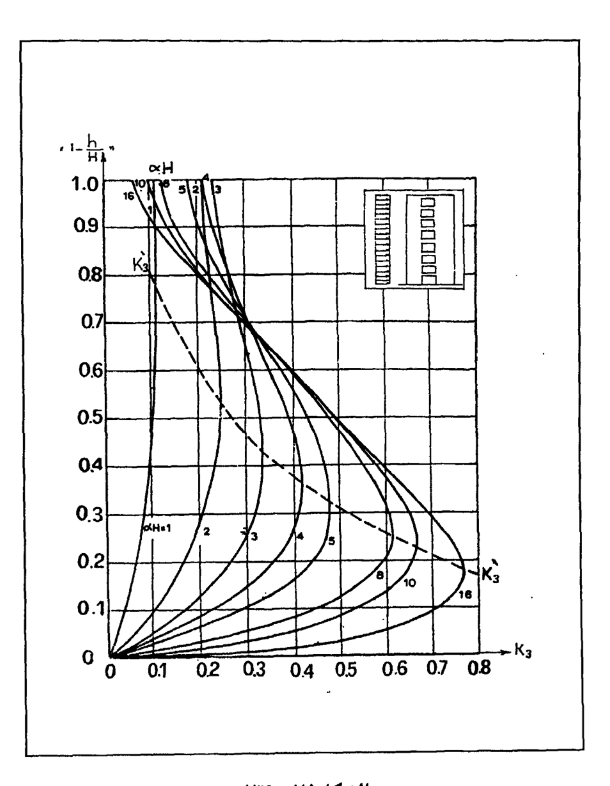
– تكون قيمة القص قصوى عندما يكون :

$$q_{max} = \frac{W.H}{L} \cdot \frac{K`_3}{\mu}$$

حيث ($K`_3$) مـعـامل مـوضح في الشكل (٧ – ٣٩) . ويقـابـل هذه القيـمـة العظمى نسبة ($\zeta = \frac{h}{H}$) تعطى رياضيًا بالعلاقة التالية :

$$\zeta = \frac{1}{\propto H} L_{oge} [\frac{\sinh \propto H + \cosh \propto H - \propto H}{\cosh \propto H - \sinh \propto H + \propto H}] =$$

$$= \frac{h}{H}$$



الشكل (٧ - ٣٩)

قيمة المعامل (K_3) من أجل الأحمال الموزعة بانتظام

٣ - حساب عزم الانحناء فى الروابط (كمرات الربط) :

بعد تحديد قيم (K_3) من الشكل السابق تحسب (q) عند أى ارتفاع ، أما قوة القص (Q) لكمرة ما فتحسب من خلال تكامل (q) بين مستويين (من أسفل الكمرة المدروسة بنصف ارتفاع الدور إلى أعلى الكمرة بنصف ارتفاع الدور).

وبعد ذلك نستطيع حساب العزم من العلاقة :

$$M = \frac{1}{2} Q.b$$

ويمكن من خلال إيجاد (q_{max}) وبالتالى (Q_{max}) حساب (M_{max}) .

٤ - حساب الانتقالات الأفقية للجدران :

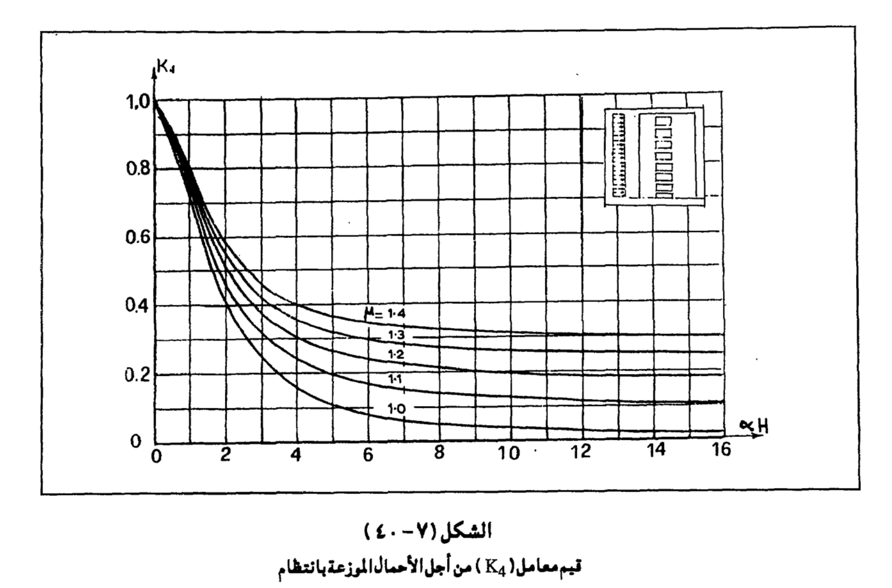
يحسب الانتقال الأفقى الأقصى من العلاقة :

$$maxX_h = \frac{WH^4}{8\,EI} \cdot K_4$$

K4= معامل الانتقال ويؤخذ من الشكل (٧ - ٤٠) بدلالة ($\propto H, \mu$) أما رياضياً فيعبر عنه كمايلى :

$$K_4 = \frac{M-1}{M} - \frac{8}{M}\left[\frac{\propto H \cdot \sinh \propto H - \cosh \propto H + 1}{(\propto H)^4 \cosh \propto H} - \frac{1}{2(\propto H)^2}\right]$$

ونلاحظ أن الانتقال يقترب من القيمة العظمى عندما تقترب (K_4) من الواحد وبالتالى عندما تتناقص قيمة ($\propto$) إلى الصفر .



الشكل (٧ - ٤٠)

قيم معامل (K_4) من أجل الأحمال الموزعة بانتظام

*** مثال :**

المبنى الموضح فى الشكل (٧ - ٤١) يخضع لحمل أفقى موزع بانتظام مقداره 1800 kg/m مطلوب حساب الإجهادات عند قاعدة البناء أي عندما $(\zeta = \frac{h}{H} = 1)$. وحساب قوة القص العظمى في كمرات الربط ، وكذلك الانتقال الأفقى الأقصى للجدران ، علماً بأن:

$E = 2.1 \times 10^4$ kg/cm2 ارتفاع كمرة الربط t= 0.6m

$G=0.9 \times 10^4$ kg/cm2 وتعتبر كمرة الربط بمقطع (T) عرض جناحه

b+t = 3+ 0.6 = 3.6m والأبعاد كما هى في الشكل المذكور .

الحل :

١ - نوجد الخصائص الهندسية للجدران:

عزوم القصور للجدران وكمرة الربط :

$$I_A = 0.25 \times \frac{5^3}{12} = 2.60 m^4$$

$$I_B = 0.25 \times \frac{7^3}{12} = 7.15 m^4$$

$$I_{po} = 0.25 \times \frac{0.6^3}{12} = 0.0045 m^4$$

$$I = I_A + I_B = 9.75 m4$$

مساحات المقاطع :

$$A_A = 0.25 \times 5 = 1.25 m^2$$

$$A_B = 0.25 \times 7 = 1.75 m^2$$

$$A = A_A + A_B = 3 m^2$$

المعاملات:

$$I_P = \frac{I_{po}}{1 + K\frac{G}{E}\left(\frac{t}{b}\right)^2}$$

$$Ip = \frac{0.0045}{1 + 1.1\ \frac{2.1}{0.9}\ \ (\ \frac{0.6}{3}\ )^2} = 0.00408$$

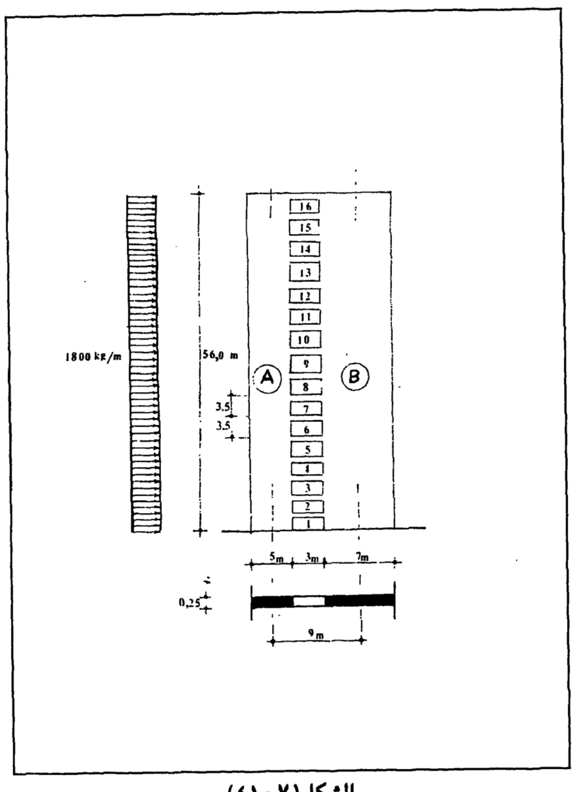
$$\alpha = \sqrt{\frac{12I_p}{d.b^3}\left(\frac{A}{A_A.A_B} + \frac{L^2}{I}\right)}$$

$$\alpha = [\ \frac{12 \times 0.00408}{3.5\ (3)^3}\ \left(\frac{3}{1.25 \times 1.75} + \frac{(9)^2}{9.75}\right)\ ]\ 1/2 = 0.123$$

$$\alpha H = 0.123 \times 56 = 6.9$$

$$I` = I + \frac{A_A.\ A_B}{A}\ .L^2$$

$$I` = 9.75 + \frac{1.25 \times 1.75}{3}\ \ (9)^2 = 68.81\ m^4$$


1800 kg/m
56,0 m
3.5
3.5
16
15
14
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
A
B
5m
3m
7m
0,25
9m

الشكل (٧-٤١)

٢ - حساب الإجهادات القصوى في الجدران عند أسفل البناء :

نوجـد قيـم (K_1,K_2) بدلالـة (αH) من الشكـل (٧ - ٣٩) مع اعتبار أن $(\zeta = \frac{h}{H} = 1)$. فنجد $K_1=25$ و $K_2 = 75$ حيث $K_1+K_2 = 100\%$.

ويكون عزم القوى الخارجية عند هذا المنسوب :

$$M_0 = \frac{W.H^2}{2} = \frac{1800\,(56)^2}{2} \times 10^{-3} = 2822 \text{ m.ton}$$

* الإجهادات على الجدار الأول (A):

أ - عندما يعمل الجداران كابولى مشترك يكون :

$$\sigma_{A2} = \frac{M_0}{\Gamma} \left(\frac{A_B.L}{A} + C_1 \right) \frac{K_2}{100}$$

$$\sigma_{A2} = \frac{2822}{68.81} \left(\frac{1.75 \times 9}{3} + 2.5 \right) 0.75 \times 10^{-1} = +23.84 \text{ Kg/cm}^2$$

وهى إجهادات شادة .

$$\sigma`_{A2} = \frac{M_0}{\Gamma} \left(\frac{A_B.L}{A} - C_2 \right) \frac{K_2}{100}$$

$$\sigma`_{A2} = \frac{2822}{68.81} \left(\frac{1.75 \times 9}{3} - 2.5 \right) 0.75 \times 10^{-1} = +8.46 \text{ Kg/cm}^2$$

وهى إجهادات شادة أيضاً .

ب - عندما يعمل الجداران كابوليين مستقلين :

$$\sigma_{A1} = +Mo \; \frac{C_1}{I} \cdot \frac{K_1}{100}$$

$$\sigma_{A1} = +2822 \; \frac{2.5}{9.75} \times 0.75 \times 10^{-1} = +18.10 \text{ Kg/cm}^2$$

(إجهادات شد)

$$\sigma`_{A1} = -M0 \; \frac{C_1}{I} \cdot \frac{K_1}{100} = -18.10 \text{ Kg/cm2}$$

إجهادات ضغط

وتكون الإجهادات الكلية على الجدار (A):

$\sigma_A = \sigma_{A1} + \sigma_{A2} = + 18.10 + 23.84 = + 41.94$ Kg/cm2

$\sigma`_A = \sigma`_{A1} + \sigma`_{A2} = _ 18.10 + 8.46 = _ 9.64$ Kg/cm2

ب - الإجهادات على الجدار الثانى (B):

$$\sigma`_{B2} = - \frac{M_o}{I`} \left(\frac{A_A.L}{A} - C4 \right) \frac{K_2}{100}$$

$$\sigma`_{B2} = \frac{2822}{68.81} \left(\frac{1.75 \times 9}{3} 3.5 \right) 0.75 \times 10^{-1} = - 0.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma`_{B2} = - \frac{M_o}{I`} \left(\frac{A_A.L}{A} + C3 \right) \frac{K_2}{100} = - 22.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma`_{B1} = + Mo \frac{C_4}{I} . \frac{K_1}{100} = + 25.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma`_{B1} = - Mo \frac{C_3}{I} . \frac{K_1}{100} = - 25.33 \text{ Kg/cm}^2$$

الإجهادات الكلية على الجدار(B) :

$$\sigma_B = \sigma_{B1} + \sigma_{B2} = - 25.33 - 22.30 = - 47.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma`_B = \sigma`_{B2} + \sigma`_{B2} = + 25.33 _ 0.77 = + 24.56 \text{ Kg/cm}^2$$

ويوضح الشكل (٧ - ٤٢) توزيع هذه الإجهادات .

٣ - حساب قوة القص العظمى فى الروابط (كمرات الربط) :

نوجد (q) قوة القص فى وحدة الارتفاع : $q = \frac{W.H}{L} . \frac{K_3}{\mu}$

وعندما يكون $(K_3 = K`_3)$ نجد أن $(q = q_{max})$

نحسب (μ) كمايلى :

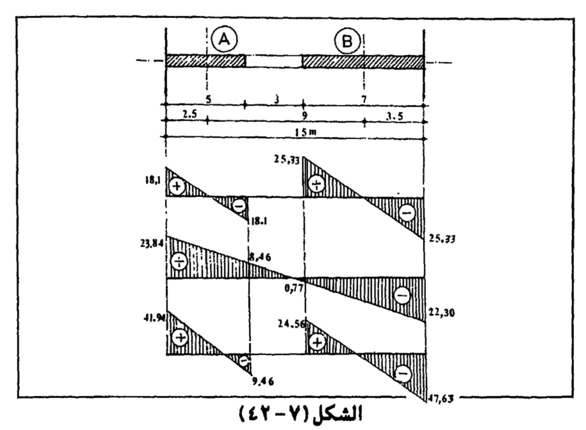
$$\mu = 1 + \frac{A.I}{A_A.A_B.L^2} = 1 + \frac{3 \times 9.75}{1.25 \times 1.75 \, (9)^2} = 1.17$$

إذن :

$$q_{max} = \frac{1800 \times 56}{9} . \frac{K`_3}{1.17}$$

$$q_{max} = 9573.K`_3$$

ولدينا $(\alpha H = 6.9)$.



الشكل (٧ - ٤٢)

ومن الشكل (٧ - ٣٩)نحصـل بدلالة هذه القيمة على ($K`_3$) كمايلى : $K`_3$ = 0.57 وهى تقابل ($1-\frac{h}{H}=0.28$) فى الشكل المذكور. وبالتالى تقابل ارتفاعاً مقداره

$$h = (1-0.28)\,56 = 40.3\ \text{m}$$

إذن :

$$q_{max} = 5457\ \text{kg/m}$$

وتكون قوة القص القصوى :

$$Q_{max} = q_{max}.d = 5457 \times 3.5$$

$$Q_{max} = 19100\ \text{kg}$$

ونلاحظ أنه لو أجرينا التكامل لقيـمة (q) بين الدورين (١٢،١١) لحـصلنا على قيمة مقاربة .

٤ - حساب الانتقال الأفقى الأقصى في الجدران :

نوجد المعامل (K_4) من الشكل (٧ - ٤٠) بدلالة ($\alpha H = 6.9$ و $\mu=1.17$)

حيث نجد $K_4 = 0.22$.

ويكون الانزياح الأقصى :

$$maxX_h = \frac{W.H^4}{8EI} .K_4$$

وبتبديل القيم الرقمية نجد $maxX_h = 0.24 \text{ cm}$

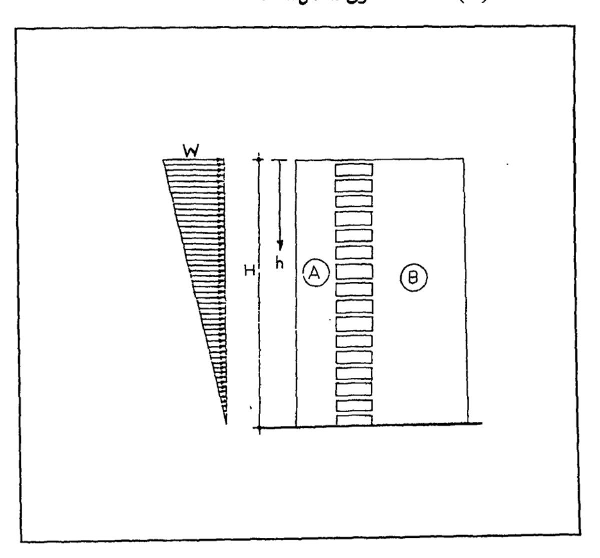
ثانياً : حالة جداري قص مرتبطان يتعرضان إلى حمل أفقي مثلث :

تُعطى قيمة عزم الانحناء للقوى الخارجية في الحالة الموضحة في الشكل (٧ - ٤٣) كمايلي :

$$M_o = W.h^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{h}{6H} \right)$$

حيث (h) الارتفاع عند المنسوب المدروس مقاساً من الأعلى.

(w) الشدة القصوى للحمل المثلث .



الشكل (٧ - ٤٣)

١ - الإجهادات المحورية فى الجدران :

* لحساب الإجهادات المحورية فى الجدران تُستخدم نفس العلاقات الواردة فى حالة الأحمال الموزعة بانتظام . مع اختلاف فى قيم المعاملين (K_1 , K_2) ، حيث يؤخذان فى حالة الأحمال المثلثة التوزيع من الشكل (٧ - ٤٤) .

هذا وقد استُخرج فى هذه الحالة من العلاقة التالية :

$$K_2 = \frac{100}{(\alpha h)^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{h}{6H}\right)} \left[1 - \frac{h}{H} + \frac{(\alpha h)^2}{2} - \frac{(\alpha h)^2}{6} - \cosh \alpha h + \frac{\sinh\alpha H - \frac{1}{2}\alpha H + \frac{1}{\alpha H}}{\cosh\alpha H}\right]$$

أما (K_1) فهو : $K_1 = 100 - K_2$

٢ - قوى القص فى الروابط:

بنفس الطريقة الواردة فى الأحمال الموزعة بانتظام تكون قوة القص فى وحدة الارتفاع .

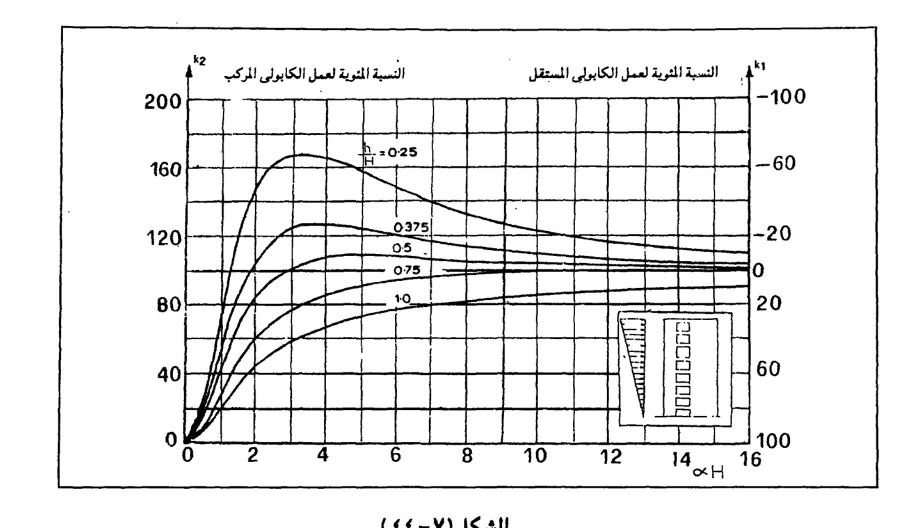
$$q= \frac{W.H}{L} \cdot \frac{K_3}{\mu}$$

حيث $\mu=1+\frac{A.I}{A_A.A_B.L^2}$ و(K_3) معامل يؤخذ من الشكل (٧ - ٤٥) وهو مستخرج من العلاقة الرياضية التالية:

$$K_3 = \frac{\sinh \propto h - \frac{1}{2} \propto H + \frac{1}{\propto H}}{\propto H . \cosh \propto h} . \cosh \propto h + \frac{\sinh \propto h}{\propto H} + \frac{h}{H} - \frac{1}{2} \left(\frac{h}{H}\right)^2 - \frac{1}{(\propto H)^2}$$

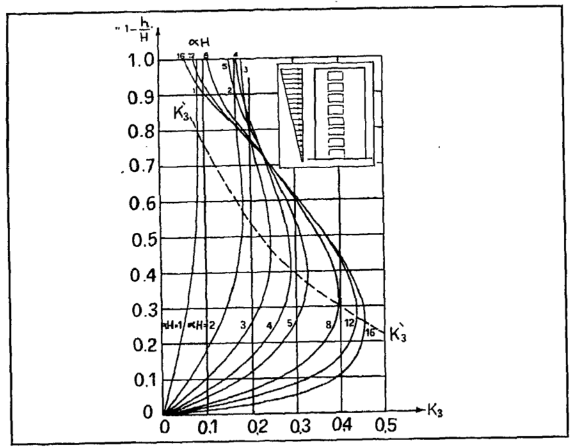
وتُعطى(K_3) فى الشكل المذكور قيم (q_{max}) .

يتم الحصول على قيم (Q) من تكامل (q) بين الدورين المدروس بينهما كمرة الربط كما فى الحالة السابقة.



الشكل (٧-٤٤)

قيم المعاملين (K_1,K_2) تحت تأثير الأحمال المثلثة للتوزيع



الشكل (٧ - ٤٥)

قيم المعامل (K_3) تحت تأثير الأحمال المثلثة التوزيع

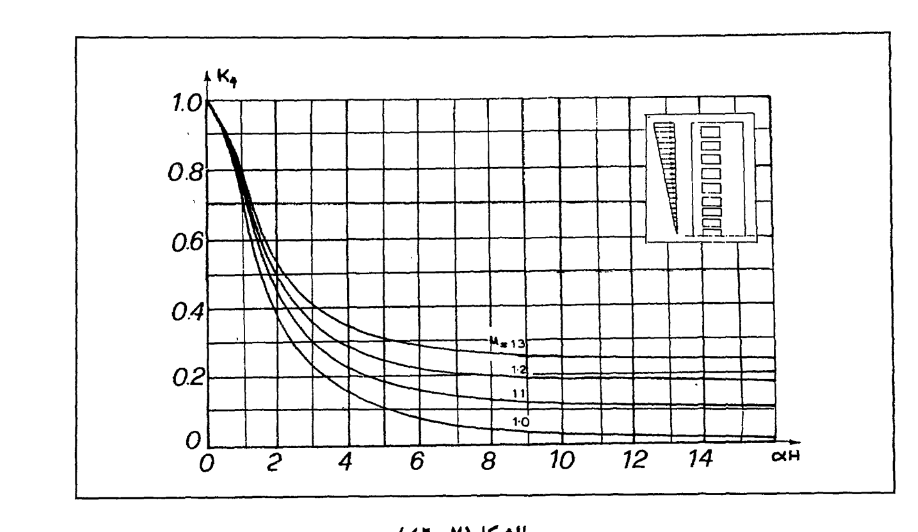
٣ - الانتقالات الأفقية فى الجدران :

يُعطى الانتقال الأفقى الأقصى فى هذه الحالة بالعلاقة :

$$\max X_h = \frac{11}{120} \cdot \frac{W.H^4}{EI} \cdot K_4$$

حيث (K_4) معامل يؤخذ من الشكل (٧ - ٤٦) وهو مستخرج من العلاقة التالية:

$$K_4 = 1 - \frac{1}{\mu} + \frac{120}{11} \cdot \frac{1}{\mu (\alpha H)^2} \left[\frac{1}{3} - \frac{1 + \left(\frac{\alpha H}{2} - \frac{1}{\alpha H} \right) \sinh \alpha H}{(\alpha H)^2 \cosh \alpha H} \right]$$



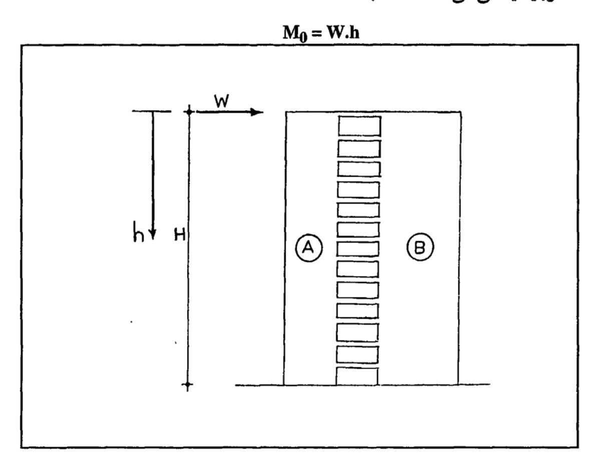
الشكل (٧-٤٦)

قيم المعامل (K_4) تحت تأثير الأحمال المثلثة التوزيع

ثالثا: حالة جدارى قص مرتبطان يتعرضان إلى حمل مركز فى الأعلى:

لحساب الإجهادات المحورية المطبقة على الجدران فى هذه الحالة تتبع نفس الخطوات الواردة فى حالة الأحمال الموزعة بانتظام . مع اعتبار أن عزم القوى الخارجية يُعطى فى هذه الحالة بالعلاقة :

$$M_0 = W.h$$



الشكل (٧-٤٧)

- يؤخذ المعاملان (K_1 و K_2) تحت تأثير الحمل المركز فى الأعلى (W) من الشكل (٧ - ٤٨) مع العلم بأن المعامل (K_2) مستخرج من العلاقة التالية :

$$K_2 = 100\left(1 - \frac{\sinh \alpha h}{\alpha h \cosh \alpha H}\right)$$

$$K_1 = 100 - K_2$$

أما قوى القص فى وحدة الارتفاع فتعطى كمايلى :

$$q = \frac{W}{L} \cdot \frac{K_3}{\mu}$$

K_3 = معامل القص الموضح فى الشكل (٧ -٤٩) . وهو مستخرج من العلاقة

$$K_3 = 1 - \frac{\cosh \alpha h}{\cosh \alpha H}$$

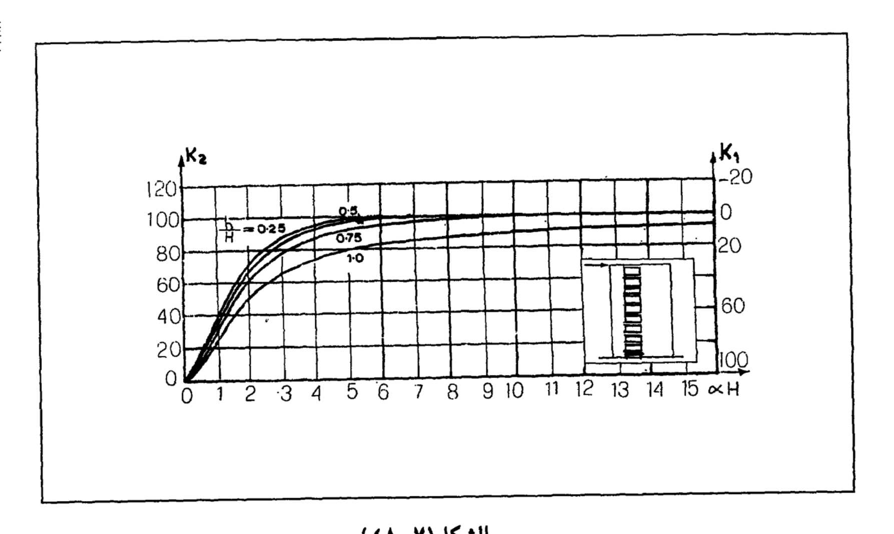
والقص الأقصى يحدث دائماً فى أعلى المبنى .

أما الانتقالات الأفقية فى الجدران فهى :

$$\max X_h = \frac{W.H^3}{3EI} .K_4$$

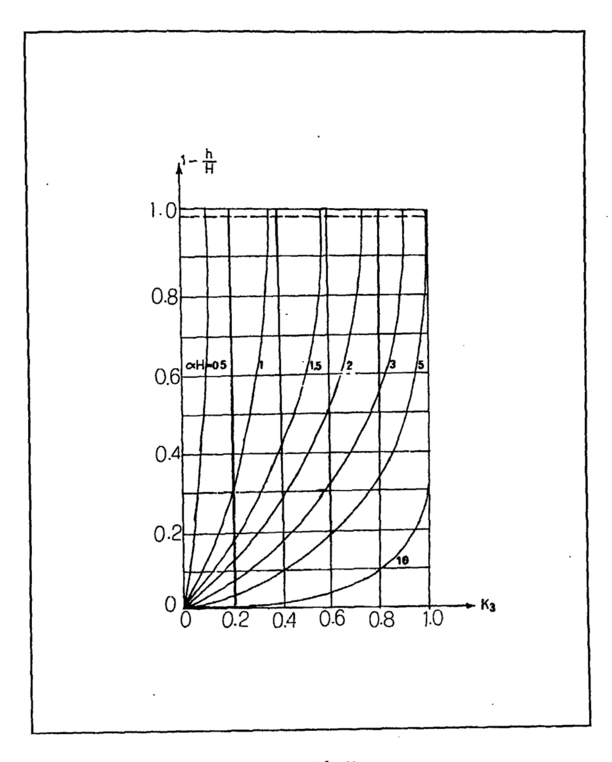
K_4 = معامل الانتقال المبين فى الشكل (٧ - ٥٠)وهو مستخرج من العلاقة:

$$K_4 = 1 - \frac{3}{\mu} \left[\frac{1}{3} + \frac{\sinh \alpha h}{(\alpha H)^3 . \cosh \alpha H} - \frac{1}{(\alpha h)^2} \right]$$



الشكل (٧-٤٨)

قيم المعاملين (K_1,K_2) تحت تأثير حمل مركز فى الأعلى



الشكل (٧ - ٤٩)

قيم المعامل (K_3) تحت تأثير حمل مركز فى الأعلى

الشكل (٧ - ٥٠)

قيم المعاملين (K_4) تأثير حمل مركز فى الأعلى

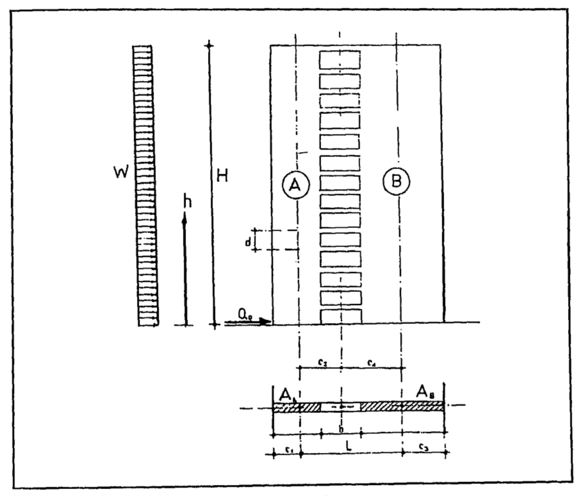
٧-٤-٢-١ النموذج الثانى :

- تُوصِّلنا الجداول التالية ، المشابهة للجداول التى وردت فى النموذج الأول، إلى دقة مقبولة ، من أجل الحسابات التقريبية لجدران القص .

أولا - حالة جدارين مرتبطين يتعرضان إلى حمل موزع بانتظام :

١ - الروابط (كمرات الربط) :

تنتج عن الأحمال الأفقية (W) المؤثرة على الجدارين المرتبطين (A,B) الموضحين فى الشكل (٧ - ٥١) ، قوى قص وعزوم انحناء فى الروابط .



الشكل(٧-٥١)

تُصمَّم الروابط الموضحة فى الشكل المذكور على العزوم والقوى القاصة الناتجة عن حالة التحميل المبينة ، إضافة إلى الأحمال الرأسية المطبقة عليها من خلال الأحمال الحية والميتة المنقولة من الأسقف . ويجرى ذلك باعتبار هذه الروابط كمرات مثبتة الطرفين .

تُعطى قوى القص الناتجة عن (W) والمطبقة فى طرفى رابط ما مثل (i) بالعلاقة :

$$Qi = \frac{Q_0.L.d}{\Gamma.A} \quad (A_A \cdot A_B)\, \phi\, i$$

حيث :

Q_0= قوة القص الخارجية فى أسفل البناء .

$$Q_0 = W.H$$

L,d= موضحة على الشكل (٧ - ٥١) .

H = ارتفاع الجدار المدروس (والمستمر على كامل المبنى).

Γ = عزم قصور المقطع الكلى للجدارين مع الرابط حول مركز ثقل المجموعة، ويُحسب كمايلى :

$$\Gamma = I + \frac{A_A.A_B \cdot L^2}{A}$$

حيث A= مساحة مقطع الجدارين وتساوى (A_A+A_B) .

$\phi\, i$= معامل قوة القص ، الذى يُحدَّد من الشكل (٧ - ٥٢) بدلالة

$(a, \zeta = \frac{h}{x})$ حيث (h) = الارتفاع المدروس عنده الرابط مقاساً من الأسفل .

$$\alpha = H. \sqrt{\frac{3I_{po} \cdot \Gamma}{2I} \cdot \frac{A}{d\,(\frac{b}{2})^3 \cdot A_A \cdot A_B}}$$

حيث:

I_{Po}= عزم قصور كمرة الربط حول مركز ثقلها.

I = مجموع عزمى قصور الجدارين (A,B)

$$I = I_A + I_B$$

d = ارتفاع الدور.

b = طول كمرة الربط.

*** ملاحظة :**

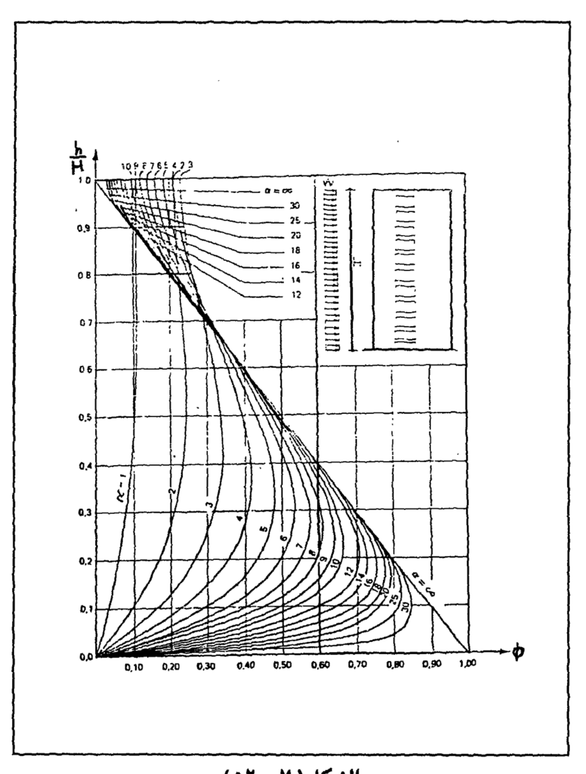
فى الحالات التى يختلف فيها معامل مرونة الرابط (E_{P0}) عن معامل مرونة الجدارين (A,B) تصبح قيمة (α) كمايلى :

$$\alpha` = \alpha \sqrt{\frac{E_{P0}}{E}}$$

حيث (α) هى القيمة المعطاة فى العلاقة السابقة.

- يُحسب عزم الانحناء الناتج عن (Q) بالعلاقة.

$$M_i = \frac{1}{2} Q_i.b$$



الشكل (٧ - ٥٢)

قيم معامل القص (φ) تحت تأثير الحمل الموزع بانتظام

٢ - الجدران :

لإيجاد الإجهادات المطبقة على الجدران ، تحسب العزوم والقوى المحورية الناتجة عن تأثير الأحمال الأفقية الموزعة بانتظام .

فالقوة المحورية فى أى دور تساوى قوة القص فى الرابط (Q) عند هذا الدور، مضافاً إليها مجموع قوى القص فى الروابط الواقعة فى الأدوار التى تعلو الدور المدروس أى أن :

$$N_i = Q_i + \Sigma Q_h$$

حيث : N_i = القوة المحورية للجدار فى دور معين .

Q_i = قوة القص فى الرابط الواقع فى الدور .

ΣQ_h = مجموع قوى القص فى الأدوار التى تعلو الدور ، وحتى أعلى المبنى.

أما عزوم الانحناء فى الجدران ، فتؤخذ من العلاقات التالية :

$$M_A = \frac{IA}{I} . Q_0 . H \left[\frac{(1 - \zeta)^2}{2} - \frac{L^2 . A_A . A_B}{I' . A} \psi \right]$$

$$M_B = \frac{I_B}{I_A} . M_A$$

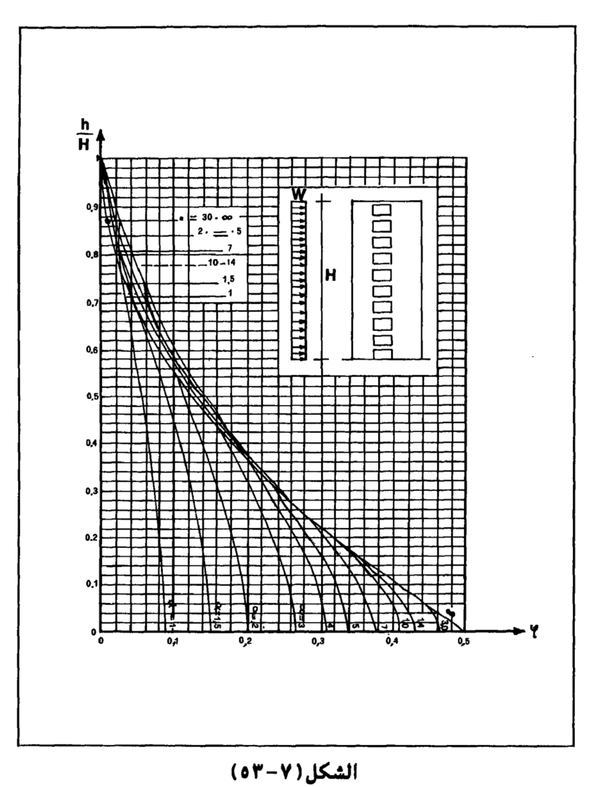
حيث (ψ) : معامل الانحناء الموضح فى الشكل (٥ - ٥٩) بدلالة ($\alpha, \zeta = \frac{h}{H}$)

* ملاحظة :

للتحقق من اتزان الجدران يجب أن تتحقق العلاقة التالية عند أسفل المبنى أى عندما ($\zeta = 1$)

$$M_0 = M_A + M_B + N.L$$

حيث (M_0) عزم القوى الخارجية : $M_0 = \frac{WH^2}{2}$



الشكل (٧-٥٣)

قيم المعامل (ψ) تحت تأثير الأحمال الموزعة بانتظام

يُحسب الانتقال الأفقى الأقصى فى الجدران من العلاقة :

$$maxX_h = \frac{Q_0.H^3}{8E\Gamma}\left(1+\frac{8L^2.A_A.A_B}{A.I}\cdot\frac{\psi_0}{\alpha^2}\right)$$

حيث $\psi_0 = \psi$ عند الطرف (0)، وتؤخذ من الشكل (٧ - ٥٣) .

*** مثال :**

مطلوب حساب قوى القص فى كافة روابط المبنى الموضح فى الشكل(٧ -٥٤). وكذلك عزوم الانحناء فيها . كذلك مطلوب حساب القوى المحورية وعزوم الانحناء والانتقال الأقصى فى الجدران .

مع العلم أن :

$E= 2.1 \times 10^4$ kg/cm² للروابط والجدران .

t = 60 cm ارتفاع كمرة الربط .

الحل :

- الخصائص الهندسية للمقطع :

$I_A = 2.6\ m^4$

$I_B = 7.15\ m^4$

$I = I_A + I_B = 9.75\ m^4$

$I_{P0} = 0.0045\ m^4$

$A_A = 1.25\ m^4$

$A_B = 1.75\ m^2$

$A = A_A + A_B = 3 m^2$

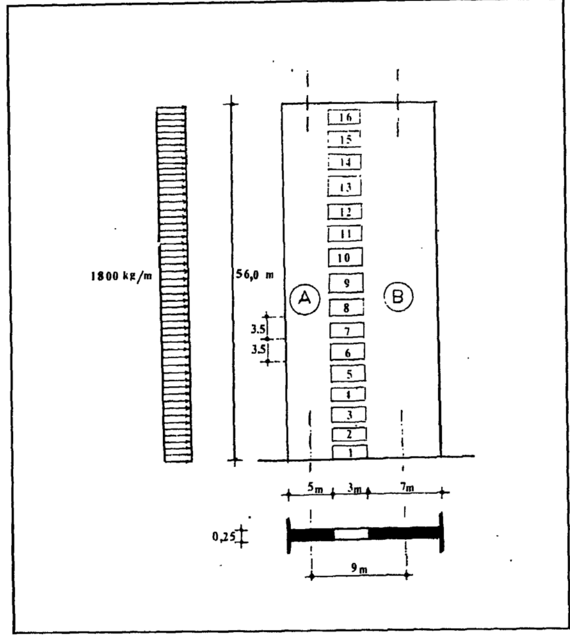
$$\Gamma = I + \frac{L^2.A_A.A_B}{A} = 68.81\ m^4$$

$$\alpha = H\sqrt{\frac{3I_{P0}\cdot\Gamma A}{2I.A_A.A_B.d\left(\frac{b}{2}\right)^2}} = 4.7$$

- قوى القص وعزوم الانحناء فى الروابط :

$$Q = \frac{W.L.D.H}{\Gamma.A}(A_A.A_B)\phi_i = 33652\,\phi_i \quad kg$$

$$M_{Pi} = \frac{1}{2}\,Q.b = 1.5\,Q \quad kg.m$$



الشكل (٧ - ٥٤)

نوجد قيم ϕ_i من الشكل (٧ - ٥٢) وننظم النتائج فى الجدول التالى :

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	الدور
0.0625	0.1250	0.1875	0.2500	0.3125	0.3750	0.4375	0.5000	0.5625	0.6250	0.6875	0.7500	0.8125	0.8750	0.9375	1.00	$\zeta = h/H$
0.18	0.33	0.39	0.43	0.48	0.47	0.46	0.42	0.39	0.37	0.34	0.27	0.26	0.23	0.20	0.18	ϕ_i
6057	11089	13089	14432	16110	15774	15439	14096	13089	12418	11411	9062	8726	7719	6712	6057	Qi kg
9086	16613	19634	21648	24165	23661	23159	21144	19634	18627	17117	13593	13089	11579	10068	9086	Mpi kg.m

ويفضل إضافة الطابق الأرضى فى حسابات الجدول لإجراء التحقيق النهائى .
فعند منسوب الصفر يكون

$$\frac{h}{H} = 0 \qquad \phi = 0 \qquad Q = 0 \qquad M = 0$$

- القوى المحورية وعزوم الانحناء فى الجدران .

القوى المحورية كما فى الجدول التالى (مقدرة بالطن).

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	الدور
181.3	175.2	164.1	151.0	136.6	120.5	104.7	89.9	75.2	62.1	49.7	38.3	29.2	20.5	12.8	6.1	Ni (ton)

عند منسوب الصفر يكون $N = 181.3$ ton

عزوم الانحناء على الجدران :

$$M_A = \frac{I_A}{I} . W . H^2 [\frac{(1-\zeta)^2}{2} - \frac{A_A . A_B}{A.\Gamma} .L^2.\psi]$$

$$M_A = 752.64 [(1-\zeta)^2 - 1.65 \psi] \qquad m . ton$$

$$M_B = \frac{I_B}{I_A} . M_A = 2.75 \ M_A \qquad m . ton$$

وتنظم النتائج فى الجدول التالى :

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	الدور
0.0625	0.1250	0.1875	0.2500	0.3125	0.3750	0.4375	0.5000	0.5625	0.6250	0.6875	0.7500	0.8125	0.8750	0.9375	1.00	$\zeta = h/H$
0.8789	0.7656	0.6602	0.5625	0.4727	0.3901	0.3164	0.2500	0.1914	0.1406	0.0977	0.0625	0.0352	0.0156	0.004	0.0	$(1-\zeta)^2$
0.330	0.310	0.290	0.270	0.230	0.200	0.180	0.130	0.115	0.095	0.070	0.050	0.027	0.015	0.004	0.0	ψ
+ 251.7	+ 191.2	+ 136.6	+ 88.1	+ 70.1	+ 45.2	+ 14.6	+ 26.7	+ 1.2	- 12.2	- 14.4	- 15.1	- 7.0	- 6.9	- 1.9	0.0	M_A m.ton
+ 692.2	+ 525.8	+ 375.7	+ 2423	+ 192.8	+ 124.3	+ 40.2	+ 73.4	+ 3.3	- 3.5	- 36.8	- 41.5	- 19.4	- 18.9	- 5.4	0.0	M_B

وعند منسوب الصفر يكون :

$$\zeta = \frac{h}{H} = 0 \Rightarrow \psi = 0.345 \Rightarrow MA = 313 \text{ m.ton}$$

$$M_B = 861 \text{ m.ton}$$

check:

$$M_A + M_B + N.L = 313 + 861 + 9 \times 181.3 = 2805.7 \quad \text{m.ton}$$

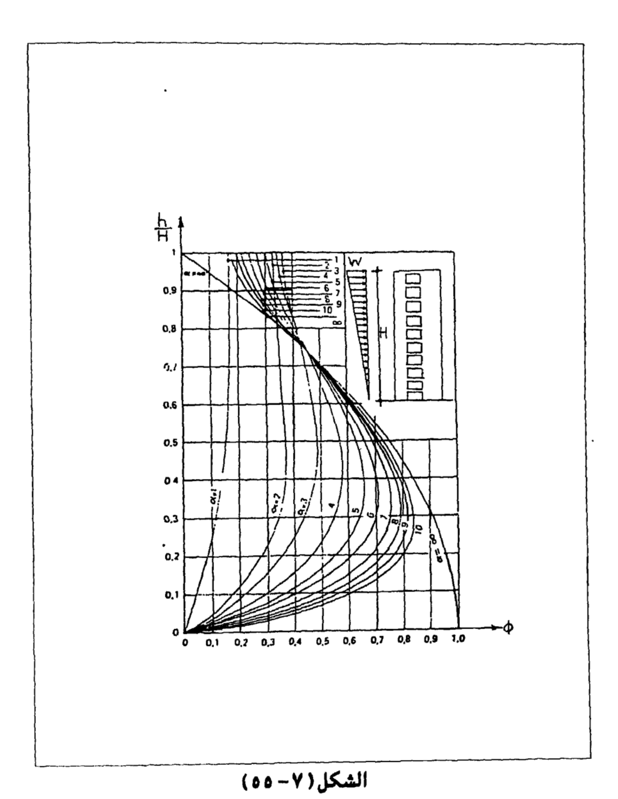
$$M_o = \frac{WH^2}{2} = 2822 \quad \text{m.ton}$$

وفى الحالات التى تكون فيها الفروقات طفيفة يفضل مراجعة تقدير المعاملين (ϕ, ψ).

ثانياً : جدارا قص مرتبطان يتعرضان لحمل مثلث شدته القصوى في الأعلى :

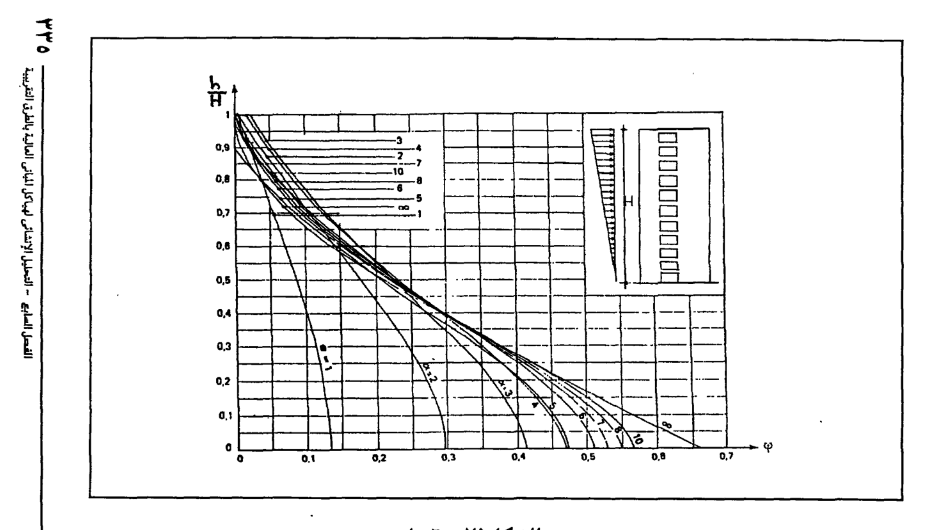
تستخدم لحساب الإجهادات فى هذه الحالة العلاقات السابقة (لحالة الأحمال الموزعة بانتظام) مع إستبدال قيمة $(Q_0 = WH)$ بـ $Q_0 = \frac{1}{2}WH)$ لحالة الأحمال المثلثة) فى كافة الأشكال .

كما تستخدم الأشكال (٧ - ٥٥) و (٧ - ٥٦) لحساب المعاملان (ϕ, ψ).



الشكل (٧ - ٥٥)

قيم المعامل (ϕ) تحت تأثير الأحمال المثلثة التوزيع



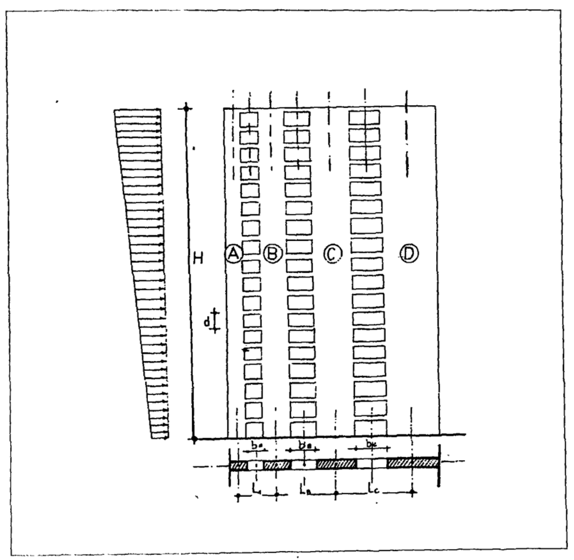
الشكل (٧ - ٥٦)

قيم المعامل (ψ) تحت تأثير الأحمال المثلثة التوزيع

*** ملاحظة**

تطبق الطريقة السابقة لحساب عدة جدران متصلة مع بعضها بواسطة مجموعة من الروابط في منسوب واحد . (حالة جدار قص يحتوى على فتحات متعددة) كالحالة الموضحة فى الشكل (٧ - ٥٧) أدناه .

نستخدم لهذه الحالة نفس المنحنيات البيانية لحالتى التحميل (الموزعة بانتظام والمثلثة التوزيع) المذكورتين ، مع إجراء التعديلات التالية أثناء الحساب :



الشكل (٧ - ٥٧)

$$\alpha = H \sqrt{\frac{6m}{d\Sigma I_i}}$$

حيث :

$$m = \Sigma \frac{2Ipoi . L^2_i}{b^3_i}$$

i = A , B , C ...... عند أي منسوب مدروس (h).

وتكون القوى المحورية فى المستوى (h) هى :

$$Q_A = Q_0.d \frac{I_{POA} . L^2_A}{4b^3{}_A .m}.\phi$$

$$Q_B = Q_0.d \frac{I_{POA} . L^2_B}{4b^3{}_B .m}.\phi$$

وهكذا .

أما العزوم فى كل جدار :

$$M_A = \eta I_A$$

$$M_B = \eta . I_B$$

حيث:

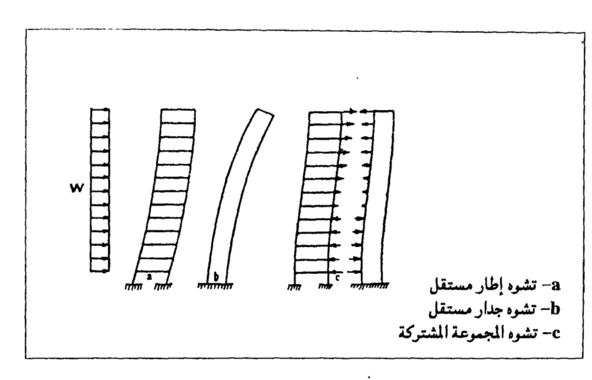
$$\eta = \frac{Q_0.H}{\Sigma I_i} \left[\frac{1}{2} (1 - \zeta)^2 _ \psi \right]$$

وتكون معادلة اتزان المجموعة :

$$M_0 = \Sigma M_i + \Sigma (N_i.\Sigma L_i)$$

٧ - ٥ التحليل الإنشائى للنظم المشتركة :

عندما تُربط كل من الجدران والإطارات معاً لتشكيل مجموعة إنشائية واحدة ، فإن سلوك المجموعة المشتركة هذه يختلف عن سلوك كل عنصر من العنصرين المذكورين على حدة وذلك بسبب إختلاف الصلابة النسبية، وبالتالى شكل التشوهات تحت تأثير الأحمال الأفقية ويمثل الشكل(٧ - ٥٨) تشوهات هذه المجموعة.



الشكل (٧-٥٨)

لوحظ فى المجموعة المشتركة أن الإطارات تعمل على إمتصاص كافة القوى القاصة فى الدور الأخير منها أى فى قمة المبنى . فى حين تعمل الجدران على إمتصاص تلك القوى جميعها فى أسفلها . أما فى المناطق الأخرى فتتوزع قدرة تلقى قوى القص بنسب مختلفة تبعاً لصلابة العناصر النسبية . إلا أنه غالباً ماتتحمل الجدران النصيب الأكبر .

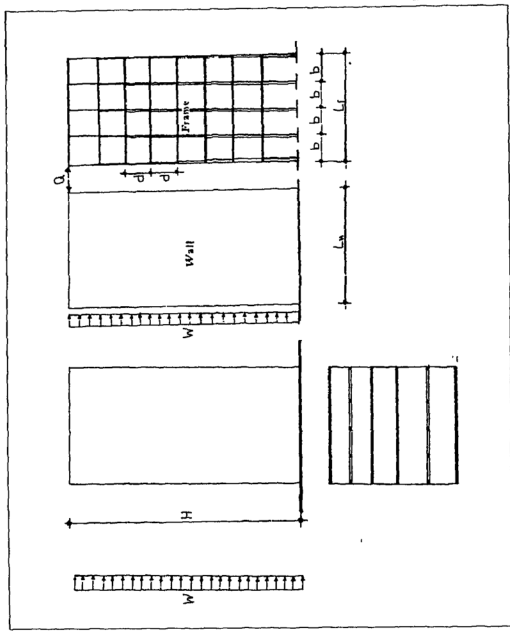
نستعرض الطريقة التقريبية التالية بشكل موجز لحساب القوى والإجهادات فى العناصر الإنشائية المكونة لهذه المجموعة . على الرغم من أنه يفضلّ إستخدام الطرق الدقيقة وإستخدام الحاسب لدراسة النظم المشتركة .

تُدعى هذه الطريقة بطريقة الصلابة المركبة ، والتى يتلخص الحساب فيها بإيجاد قوة القص المشتركة ، والتى يخضع لها كل من الجدران والإطارات نتيجة الدفع الأفقى ، وكذلك إيجاد عزوم الإنحناء والإنتقالات الأفقية فى المنشأ .

ندرس فى هذه الطريقة الحالة الخاصة التى يكون فيها المنشأ متناظر من حيث توزيع العناصر الإنشائية والأحمال ، بشكل تكون معه عزوم اللىّ معدومة .

يوضح الشكل (٧ - ٥٩) نموذجاً لهذه الحالة ، حيث تحسب قوة القص فى قمة المبنى ، والتى تعتبر ثابتة عند هذا المنسوب بالعلاقة .

$$\frac{Q}{W} = \frac{m}{1 + \dfrac{\sum K_W}{\sum K_f}}$$



الشكل (٧ - ٥٩)

حيث : $m=0.375$ إذا كان الحمل (W) موزعاً بانتظام.

$m=0.550$ إذا كان الحمل (W) مثلثاً شدته القصوى فى الأعلى.

$m=1.00$ إذا كان الحمل مركزاً فى الأعلى.

توزع (Q) بين جدران وإطارات المنشأ المدروس تبعاً لصلابتها (K_w,K_f) فلو اشتمل البناء على (n_f) إطار وعلى (n_w) جدار، لكان نصيب كل إطار من (Q) هو : (Q/n_f). ونصيب كل جدار هو (Q/n_w) . وهى مطبقة فى قمة هذه العناصر كما فى الشكل السابق .

تُحسب الصلابة (K_w,K_f) على النحو التالى :

- تُعطى قيمة الصلابة لجدار ما فى المجموعة بالعلاقة :

$$K_w = \frac{3.E.I_w}{H^3}$$

وهى تمثل مقدار القوة الأفقية التى لو طبقت على الجدار لأحدثت فيه انزياحاً أفقياً مقداره الوحدة حيث :

E = معامل مرونة الجدار .

Iw= عزم قصور الجدار المدروس.

H = ارتفاع الجدار (المستمر على كامل ارتفاع المبنى).

- تُحسب صلابة العناصر لإطار ما فى المجموعة من العلاقة :

$$K_f = \frac{T}{\Delta f + \Delta w} \Rightarrow K_f = \frac{1}{\frac{\Delta f}{T} + \frac{\Delta w}{T}}$$

وهى تمثل مقدار القوة الأفقية التى لو طُبِّقت على الإطار لأحدثت فيه انزياحاً أفقياًمقداره الوحدة . حيث :

T = قوة القص الخارجية عند المنسوب المدروس .

Δf = الانزياح الأفقى الحاصل فى قمة الإطار .

Δw= الانزياح الأفقى الحاصل فى قمة الجدار .

وتكون قيم الانتقال كمايلى :

$$\Delta_f = \frac{T.\,H^3.\,F}{E.\,A_{CA}.L^2{}_f}$$

$$\frac{\Delta f}{T} = \frac{H^3.\,F}{E.\,A_{CA}.L^2{}_f}$$

حيث (F) معامل يؤخذ من الجدول (٧ -٢) بدلالة (α) التى تمثل نسبة مساحة مقاطع الأعمدة الخارجية فى الدور الأخير للإطار المدروس ، إلى مساحتها فى الدور الأرضى له وذلك تحت تأثير الأحمال الموزعة بانتظام والمثلثة والمركزة .

نوع التحميل / قيمة α	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
موزع بانتظام (W)	0.333	0.320	0.300	0.295	0.288	0.270	0.262	0.262	0.254	0.254	0.250
مثلث شدته فى الأعلى (W)	0.500	0.480	0.430	0.430	0.420	0.407	0.400	0.400	0.384	0.384	0.367
حمل مركز فى لأعلى (W)	1.00	0.935	0.849	0.849	0.800	0.770	0.750	0.725	0.700	0.695	0.667

الجدول (٧ - ٢)

قيم المعامل (F)

E = معامل مرونة الاطار .

A_{CA}= مساحة مقاطع أعمدة الإطار المدروس الخارجية عند منسوب الدور

الأرضى له .

L_f= فتحة الإطار .

- الانزياح Δw

$$\Delta w = \frac{T.H.d^2.\rho}{12\sum EI_{AC}}$$

$$\frac{\Delta w}{T} = \frac{H.d^2\,\rho}{12\sum EI_{AC}}$$

d = ارتفاع الدور .

ρ = تعطى بالعلاقة التالية :

$$\rho = 2\,\eta\,.\,F_b\,(1\text{-}r_b)^3 + F_C\,(1\text{-}r_c)^3$$

حيث :

Fb= معامل يتعلق بالنسبة (b) . التى تمثل نسبة عزم قصور كمرة الإطار فى الدور العلوى له ، إلى عزم القصور فى الدور السفلى له .

وكذلك (Fc) التى تتعلق بقيمة (c) التى تمثل النسبة السابقة لكن لكمرات الإطار . وهذان المعاملان يؤخذان من الجدول التالى :

1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0 / 0.03	قيمة النسبة (b) أو (c) / نوع التحميل
0.500	0.530	0.565	0.580	0.595	0.605	0.650	0.700	0.750	0.800	0.900	حمل موزع بانتظام
0.667	0.690	0.750	0.790	0.800	0.820	0.820	0.895	1.035	1.295	1.510	حمل مثلث
1.000	1.050	1.100	1.190	1.225	1.390	1.600	1.780	2.600	2.605	0.0 / 3.40	حمل مركز فى الأعلى

الجدول (٧-٣)

قيم المعامل (F_b) أو المعامل (F_c)

η = تمثل النسبة التالية فى الدور الأرضى للإطار :

$$\eta = \frac{\sum I_{CA}/d}{2\sum I_{bA}/b}$$

I_{CA}= عزوم أعمدة الإطار فى الدور الأرضى .

I_{bA}= عزوم كمرات الإطار فى الدور الأرضى .

d = ارتفاع الإطار فى الدور الأرضى .

b = المسافة بين أعمدة الاطار فى الدور الأرضى . .

r_b = تمثل النسبة $\left(\frac{b_c}{b}\right)$, b_c= عرض الأعمدة فى الإطار .

r_c = تمثل النسبة $\left(\frac{t}{d}\right)$, t= سماكة الكمرات فى الإطار .

- بعد حساب قوة القص الكلية (Q) ، يتحمل كل إطار(i) من إطارات المجموعة جزءاً من هذا الحمل مقداره (Q_{fi}):

$$Q_{fi} = \frac{Q}{n_f}$$

n_f= عدد الإطارات فى المنشأ المدروس .

ويتحمل كل جدار (i) :

$$Q_{wi} = \frac{Q}{n_w}$$

n_w= عدد الجدران فى المجموعة.

مع التذكير بأن المجموعة متناظرة فى الخواص والتحميل .

- يُحسب الانتقال الأفقى فى أى إطار بالعلاقة :

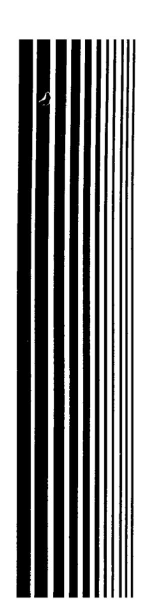
$$X_f = \frac{Q}{K_f}$$

- وفى الأعمدة الداخلية للإطار تكون قوى القص :

$$(Q_{fi})_e = \frac{Q_{fi}}{(n_f)_e}$$

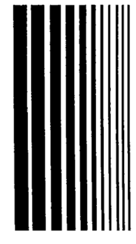
حيث :

$(n_f)_e$= عدد الأعمدة الداخلية للإطار .



الفصل الثامن

موجز طريقة توزيع العزوم لحساب الإطارات



نظراً للحاجة الدائمة لاستخدام إحدى الطرق لحساب الإطارات وذلك عند الحساب الإنشائى بالطرق التقريبية لعناصر المبانى العالية . فقد تم تخصيص هذا الفصل للتذكير بشكل موجز بإحدى هذه الطرق . وقد تم اختيار طريقة (توزيع العزوم **Momement Distribution**)من أجل ذلك .

٨-١ مقدمة

وتسمى هذه الطريقة باسم موجدها هاردى كروس (**Hardy Cross**) الذى نشرها عام ١٩٣٢ وهى طريقة حسابية تعتمد على التقريب المتتالى **Successive Approximation** لحل المنشآت الغير محددة استاتيكياً ويمكن تصنيفها أيضاً كطريقة عددية **Numerical Method** لحل معادلات الميل والسهم (**Slope Deflection**) .

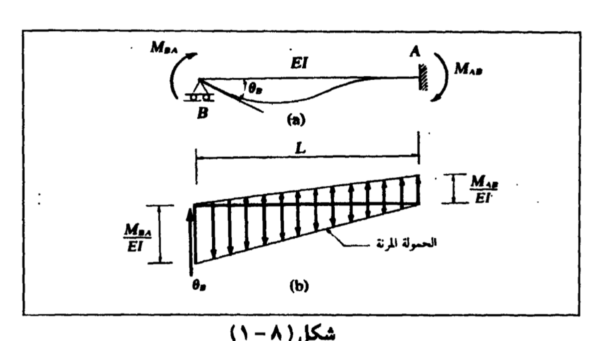
يمكن تطبيق هذه الطريقة لحل كافة أنواع المنشآت الصلبة الواقعة تحت تأثير الأحمال الخارجية أو هبوط الركائز أو تغيير درجة الحرارة . أما بالنسبة للشبكيات فتطبيقها محدود .

٨ - ٢ معامل الصلابة ومعامل النقل :

Stiffnes Factor (SF) and Carry Over Factor (COF):

يُعرَّف معامل الصلابة بشكل عام على أنه القوة اللازمة لإحداث وحدة انتقال . وهنا سوف نعرفه بشكل خاص بالإشارة إلى كمرة AB مثبتة فى إحدى نهايتيها A كما فى الشكل (٨ - ١) فنقول :

إن معامل الصلابة للكمرة AB فى نهايتهاB هو العزم M_{BA} الواجب تطبيقه على تلك النهاية لكى يدور مماسها بمقدار وحدة زاوية . ونرمز له بـ $(SF)_{BA}$.



شكل (٨ – ١)

ويعتبر معامل الصلابة بهذا المعنى مقياساً لمقاومة عضو ما لدوران المماس في نهايته عندما تتعرض تلك النهاية لعزم خارجي .

لتكن EI ثابتة ولنوجد قيمة معامل الصلابة للنهاية B من الكمرة المبينة بالشكل[(٨ – ١) (أ)] إن الكمرة البديلة لها هى المبينة فى الشكل[(٨ – ١) (ب)]. نأخذ العزوم حول النقطة B من الكمرة البديلة فتحصل على :

$$\frac{M_{BA}}{EI} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{3} = \frac{M_{AB}}{EI} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{2L}{3}$$

ومنه:

$$M_{AB} = \frac{M_{BA}}{2} \quad \text{.....................} \; (8\text{-}1)$$

نكتب معادلة اتزان الكمرة البديلة بالاتجاه الرأسى فينتج :

$$\frac{M_{BA}}{EI} \cdot \frac{L}{2} = \theta_B + \frac{M_{AB}}{EI} \cdot \frac{L}{2}$$

ولكن : $M_{AB} = M_{BA}/2$ فتصبح :

$$M_{BA}=\frac{4EI}{L}\quad\theta_B$$

وعندما تكون θ_B مساوية للوحدة يصبح M_{BA} مساوياً لمعامل الصلابة بالتعريف :

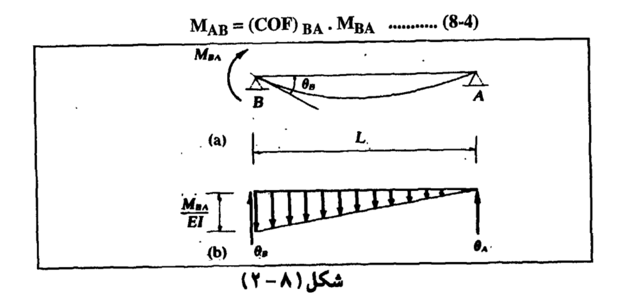
$$M_{BA}=\frac{4EI}{L}=(SF)_{BA}\quad ....\ (8-2)$$

إن العلاقة (8-1) تنص على أن تطبيق العزم M_{BA} فى النهاية المفصلية B ينتج عنه توليد العزم M_{AB} فى النهاية المثبتة A . وأن هنالك نسبة ثابتة بين العزم المتولد A فى الركيزة والعزم المطبق فى المفصل B وتسمى هذه النسبة بمعامل النقل من B إلى A $(COF)_{BA}$ Carry Over Factor وهى تساوى 0.5 عندما تكون EI ثابتة أى :

$$(COF)_{BA}=\frac{M_{AB}}{M_{BA}}=\frac{1}{2}\quad ....\ (8-3)$$

وبعبارة أخرى فإن نصف العزم المطبق في B قد انتقل إلى الركيزة A فنسمى M_{AB} بالعزم المنقول من B الى A "Carry Over Moment" ونكتب العلاقة (8-3) كمايلى :

$$M_{AB}=(COF)_{BA}\cdot M_{BA}\quad ....\ (8-4)$$



شكل (٨ - ٢)

لنعتبر الآن العضو AB المفصلى فى نهايتيه والمبين بالشكل [(٨ – ٢)
(أ)] تطبق العزم M_{BA} على نهايته B فتنتج الكمرة البديلة المبينة فى الشكل
[(٨ – ٢) (ب)] نأخذ العزوم حول النقطة A من الكمرة البديلة :

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{M_{BA}}{EI} \cdot \ L \frac{2}{3} L - \theta_B \ \ L = 0$$

ومنه :

$$M_{BA} = \frac{3\,EI}{L} \ \theta_B$$

وعندما تكون θ_B مساوية للوحدة يصبح العزم M_{BA} مساوياً لما يسمى بمعامل الصلابة المعدّل فى النهاية B من العضو AB المفصلى الطرفين :

$$M_{BA} = \frac{3\,EI}{L} = (SF)M_{BA} \ \ .... (8\text{-}5)$$

وهو يساوى ثلاثة أرباع معامل الصلابة عندما يكون أحد الطرفين مثبتاً

أى :

$$(SF)^M = \frac{3}{4} \ \ = (SF)$$

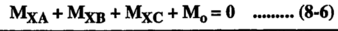
وفى الشكل [(٨ – ٢) (أ)] يبقى العزم في A صفراً بحكم المفصل وهكذا فان معامل النقل يساوى الصفر فى هذه الحالة ..

ولتسهيل الحسابات يمكن استعمال معامل الصلابة النسبى Relative Stiffness وهو يساوى معامل الصلابة مقسوماً على عامل مشترك فمثلاً لإطار مكون من أعضاء ثابتة المقطع يكون معامل الصلابة النسبى لكل عضو مثبت الطرف EI/L وللعضو المفصلى 3EI/4L .

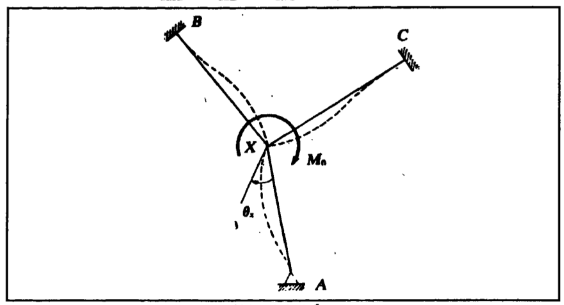
٨ - ٣ معامل التوزيع : Distribution Factor (DF)

ليكن الإطار المبين فى الشكل (٨ – ٣) والمؤلف من ثلاثة أعضاء ثابتة المقطع وملتقية فى العقدة X. نطبق العزم M_0 على العقدة X فتدور العقدة بزاوية

مقدارها θ_x وتكون معادلة اتزان العزوم لهذه العقدة :



$$M_{XA} + M_{XB} + M_{XC} + M_o = 0 \quad .... (8\text{-}6)$$



شكل (٨-٣)

وبتعويض العلاقة (8-2) فى معادلات الميل والسهم نكتب قيم العزوم فى النهاية X من الأعضاء الثلاثة :

$$\left.\begin{aligned} M_{XA} &= (SF)_{XA}\left[\frac{3}{4}\,\theta_x\right] \\ M_{XB} &= (SF)_{XB}\left[\,\theta_x\,\right] \\ M_{XC} &= (SF)_{XC}\left[\,\theta_x\,\right] \end{aligned}\right\} \quad .... (8\text{-}7)$$

نعوض قيم العزوم هذه فى العلاقة (8-6) فينتج :

$$(SF)_{XA}\left(\frac{3}{4}\,\theta_x\right) + (SF)_{XB}\,(\theta_X) + (SF)_{XC}(\theta_X) = -\,M_0$$

ومنه:

$$\theta_x = -\,\frac{M_0}{\frac{3}{4}\,(SF)_{XA} + (SF)_{XB} + (SF)_{XC}}$$

نعوض قيمة θ_x هذه فى المعادلات (8-7) فنحصل على قيم العزوم :

$$M_{XA} = -\frac{M_0}{3/4\,(SF)_{XA} + (SF)_{XB} + (SF)_{XC}}\,M0 = -\frac{3/4\,(SF)_{XA}}{\Sigma\,(SF)_X}\,M0$$

$$M_{XB} = -\frac{M_0}{3/4\,(SF)_{XA} + (SF)_{XB} + (SF)_{XC}}\,M0 = -\frac{3/4\,(SF)_{XA}}{\Sigma\,(SF)_X}\,M0 \qquad (8\text{-}8)$$

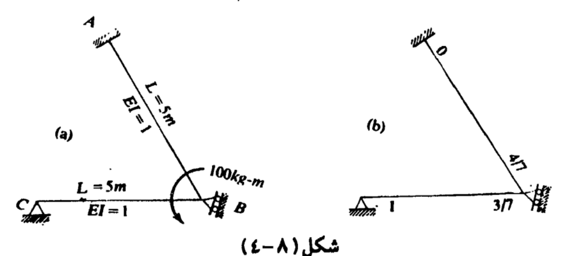
$$M_{XC} = -\frac{M_0}{3/4\,(SF)_{XA} + (SF)_{XB} + (SF)_{XC}}\,M0 = -\frac{3/4\,(SF)_{XA}}{\Sigma\,(SF)_X}\,M0$$

إن النسب المذكورة فى العلاقات (8-8) أعلاه هى نسبة معامل الصلابة فى النهاية X لأحد الأعضاء على مجموعة معاملات الصلابة للنهاية X لجميع الأعضاء الملتقية فى X وهذه النسبة تسمى بمعامل التوزيع Distribution Factor (DF) .

فمثلاً معامل التوزيع للنهاية X من العضو XA هو :

$$(DF)_{XA} = \frac{3/4\,(SF)_{XA}}{3/4\,(SF)_{XA} + (SF)_{XB} + (SF)_{XC}} = \frac{3/4\,(SF)_{XA}}{\Sigma\,(SF)_X} \qquad \text{.... (8-9)}$$

وهو يمثل مساهمة العضو فى مقاومة العزم الخارجى المؤثر على العقدة .



شكل (٨-٤)

ولمزيد من الايضاح نأخذ مثال الإطار المبين فى الشكل [(٨ -٤) (أ)]
فنرى أن :

$$(DF)_{BA} = \frac{(SF)_{BA}}{(SF)_{BA} + 3/4\,(SF)_{BC} + (SF)_{BC}} = \frac{(4/5)}{(4/5) + 3/4\,(4/5)} = \frac{4}{7}$$

$$(DF)_{BC} = \frac{3/4\,(SF)_{BC}}{(SF)_{BA} + 3/4\,(SF)_{BC} + (SF)_{BC}} = \frac{3/4\,(4/5)}{(4/5) + 3/4\,(4/5)} = \frac{3}{7}$$

ونلاحظ أن مجموع معاملات التوزيع للنهايات الملتقية في B يساوى الواحد وهذه الظاهرة صحيحة دائماً وتعتبر جزء من تعريف معامل التوزيع .

وهكذا فإن العضو AB يساهم فى مقاومة العزم الخارجى بمقدار :

$$M_{BA} = (4/7)\,100 = 400/7 \text{ kg.m}$$

كما يساهم العضوBC بمقدار :

$$M_{BC} = (3/7)\,100 = 300/7 \text{ kg.m}$$

أما العزم المنقول إلى النهاية A فهو :

$$M_{AB} = (COF)_{BA}\;M_{BA} = \frac{1}{2} \times \frac{400}{7} = \frac{200}{7} \text{kg.m}$$

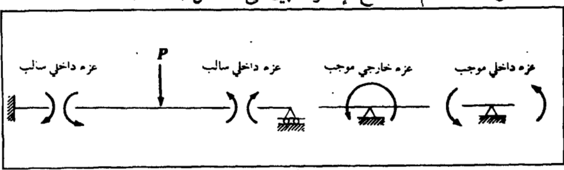
وبالطبع يبقى العزم فى النهاية C صفراً بحكم المفصل .

لنطبق عزماً خارجياً M_C على النهاية C من العضو BC فنرى أن تلك النهاية يجب أن تقاوم كامل العزم M_C فيكون معامل التوزيع فى النهاية المفصلية C مساوياً للواحد .. وإذا طبقنا عزماً خارجياً مقداره M_A على النهاية A من العضوAB نرى أن هذا العضو لايتأثر بذلك العزم مطلقاً فيكون معامل التوزيع فى النهاية المثبتة A مساوياً للصفر .

وقد كتبت عوامل التوزيع فى نهايات الأعضاء بالشكل [(٨ – ٤) (ب)].

٨ - ٤ اصطلاح الإشارة :

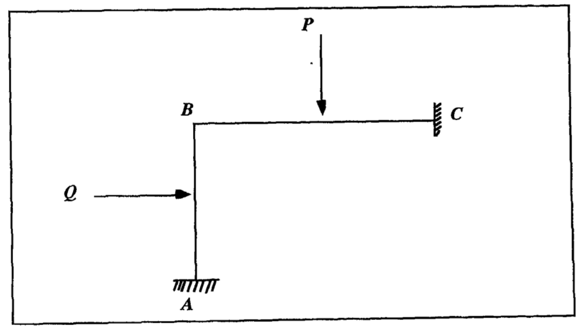
سوف نستخدم اصطلاح الإشارة المبين فى الشكل (٨ -٥).



شكل (٨-٥)

فيكون العزم موجباً عندماً يؤثر باتجاه عقارب الساعة على نهاية العضو **(عكس عقارب الساعة على العقدة)** وسالباً عندما يؤثر باتجاه معاكس لعقارب الساعة على نهاية العضو **(باتجاه عقارب الساعة على العقدة)**.

وفى الشكل (٨ -٦) نرى أن عزمى تثبيت النهاية M^F_{AB} وM^F_{BC} سالبان كما أن عزمى تثبيت النهاية M^F_{BA} و M^F_{CB} موجبان.



شكل (٨-٦)

٨ - ٥ عزوم تثبيت النهاية :

عزم تثبيت النهاية هو ذلك العزم المطبق فى نهاية العضو بمقدار كافٍ لمنع مماس تلك النهاية من الدوران وذلك عندما يتعرض العضو لأحمال خارجية عرضية أو لحركة نسبية عرضية بين النهايتين . ويتولد هذا العزم بشكل طبيعى عندما تكون النهاية ذات ركيزه مثبتة وفى الجدول المبين بالشكل (٨ - ٩) أدرجنا قيم عزوم تثبيت النهاية الناتجة عن بعض الأحمال الشائعة ويمكن استخدام مبدأ التجميع لحساب عزوم تثبيت النهاية التى تنتج عن خليط من هذه الأحمال .

٨ - ٦ عزم تثبيت النهاية الناتج عن الحركة النسبية العرضية للنهايتين:

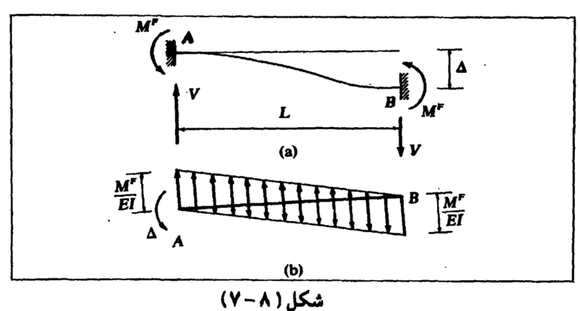
يبين الشكل [(٨ -٧) (أ)] كمرة مثبتة الطرفين AB وقد تعرضت إحدى نهايتها لحركة نسبية عرضية مقدارها Δ بالنسبة للنهاية الأخرى وبسبب التناظر يتولد عزما تثبيت النهاية متساويان فى النهايتين A وB . إن الشكل [(٨ - ٧) (ب)] يبين الكمرة البديلة مع حمولتها المرنة نأخذ العزوم حول النقطة A منها فينتج :

$$\Delta = \frac{M^F}{EI} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{L}{3} - \frac{M^F}{EI} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{2L}{3}$$

ومنه نستخرج عزم تثبيت النهاية الناتج عن الحركة النسبية Δ :

$$M^F = -\frac{6EI}{L^2} \Delta \quad .... (8\text{-}10)$$

أما إذا كانت الكمرة مثبتة فى إحدى نهايتيها ومفصلة فى الأخرى كما فى الشكل [(٨ - ٨)(أ)] فإن الكمرة البديلة لها تكون كالمبينة فى الشكل



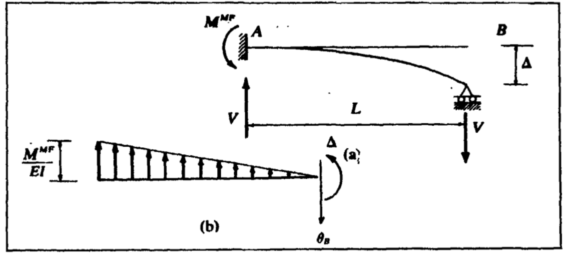
شكل (٨ – ٧)

[(٨ – ٨) (ب)]ونرى أنه لكى تتزن هذه الكمرة البديلة يجب أن يكون :

$$\Delta = \frac{M^{MF}}{EI} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{2L}{3}$$

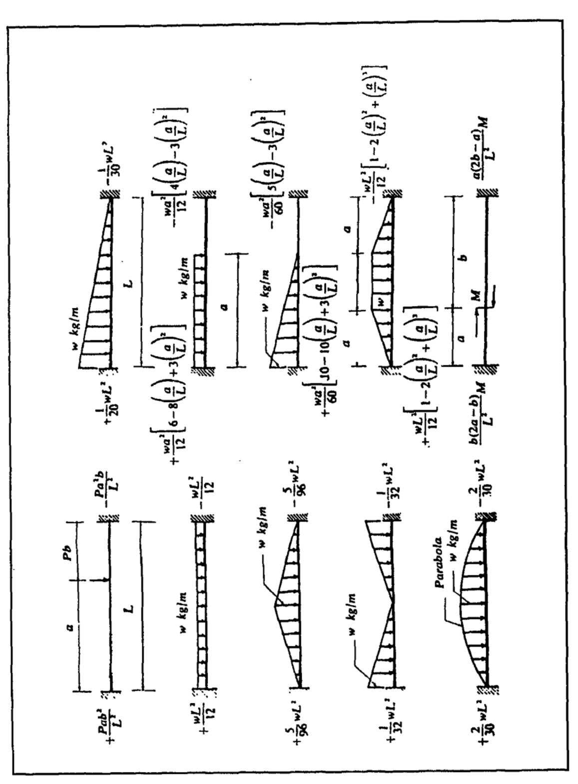
ومنه نستخرج عزم تثبيت النهاية المعدّل الناتج عن الحركة النسبية :

$$M^{MF} = - \frac{3\,EI}{L^2}\,\Delta \quad ....(8\text{-}11)$$



شكل (٨ – ٨)

حيث أضفنا الإشارة السالبة بموجب اصطلاح الإشارة فى الفقرة (٨ – ٤) .



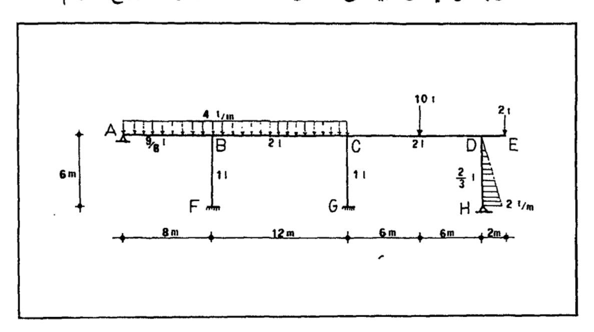
شكل (٨-٩) عزوم تثبيت النهايات للكمرات بتأثير الحالات المختلفة للتحميل

*** ملاحظة :**

في الحالات التي لاتوجد فيها انزياحات جانبية في المنشآت المدروسة ، يمكن الاستغناء في جدول توزيع العزوم عن حقول العناصر الموثوقة الأطراف ، والتي لاتحمل قوى خارجية ، لأن قيم العزوم فيها تكون معروفة ، ومساوية إلى نصف العزم في الطرف الآخر .

*** مثال :**

مطلوب حل الإطار المبين في الشكل (٨ - ١٠) بطريقة توزيع العزوم .



الشكل (٨-١٠)

الحل :

لايخضع هذا الإطار الى انزياح جانبي ، وعزم القصور ثابت في كافة العناصر ، أي ليس هناك تغيير في المقاطع على كامل أطوالها .

١ - نوجد عزوم تثبيت النهايات :

$$M_{BA} = -\frac{4 \times 8^2}{8} = -32 \text{ m.ton}$$

$$M_{BC} = + \frac{4 \times 12^2}{8} = +48 \text{ m.ton}$$

$$M_{CB} = - M_{BC} = -48 \text{ m.ton}$$

$$M_{CD} = \frac{10 \times 12}{8} = +15 \text{ m.ton}$$

$$M_{DE} = 2 \times 2 + 2 \frac{2^2}{2} = 8 \text{ m.ton}$$

$$M_{DH} = \frac{2 \times 6^2}{30} + \frac{1}{2} \frac{2 \times 6^2}{20} = 4.2 \text{ m.ton}$$

٢ – الصلابة النسبية ومعاملات التوزيع :

– العقدة (B):

$$K_{BA} = \frac{3}{4} \frac{I}{L} = 0.75 \frac{8/9}{8} = \frac{1}{2}$$

$$K_{BC} = \frac{2}{12} = \frac{1}{6}$$

$$K_{BF} = \frac{2}{12} = \frac{1}{6}$$

$$\alpha_B = K_{BA} : K_{BD} : K_{Bc} = \frac{1}{12} : \frac{2}{12} : \frac{2}{12}$$

$$\alpha_B = 0.2 : 0.4 : 0.4$$

– العقدة (C):

بنفس الطريقة نجد: $\alpha_C = 0.333 : 0.333 : 0.333$

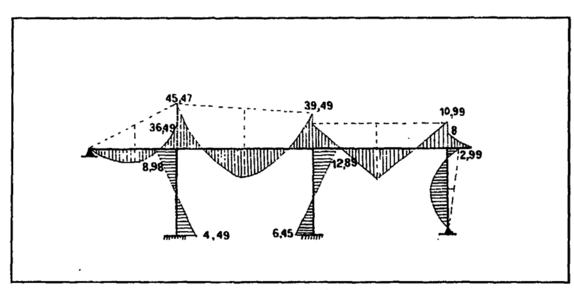
– العقدة (D): $\alpha_D = 0.667 : 0.333$

٣ – جميع معاملات النقل تساوى (0.5) لأن عزم القصور ثابت على طول الضلع.

٤ – جدول توزيع العزوم .

D			C			B			العقـــدة
DE	DH	DC	CD	CG	CB	BC	BF	BA	العنصر
0.0	0.333	0.667	0.333	0.333	0.333	0.4	0.4	0.2	معاملات التوزيع D.F
+8	+4.2	-15	+15	0	-48	+48	0	-32	عزوم تثبيت النهايات (M^F)F.E.M
–	–	+5.5 ←	+11	+11	+11 →	+5.5	–	–	توزيع العزوم دورة (1) للعقدة C
–	-0.9	-1.8 →	-0.9	–	-4.3 ←	-8.6	-8.6	-4.3	دورة (2) للعقد D, B
–	–	+0.866 ←	+1.733	+1.733	+1.733 →	+0.866	–	–	دورة (3) للعقدة C
–	-0.289	-0.577 →	-0.289	–	-0.173 ←	-0.346	-0.346	-0.173	دورة (4) للعقد D, B
–	–	+0.077 ←	+0.154	+0.154	+0.154 →	+0.077	–	–	دورة (5) للعقدة C
–	-0.026	-0.051	–	–	–	+0.031	+0.031	-0.015	دورة (6) للعقد D, B
+8.0	+2.99	-10.99	+26.69	+12.89	-39.59	+45.47	-8.98	-36.49	العزوم النهائية FM

وتكون العزوم النهائية كما فى الشكل التالى :



الشكل (٨ - ١١)

***التناظر والتناظر العكسي في توزيع العزوم :**

إن التناظر على نوعين فإما أن يكون في شكل المنشأ ، أو في الأحمال المطبقة . وتناظر المنشأ يجب أن يحقق الشروط التالية :

١ - تناظر أبعاد المنشأ (الشكل الهندسي).

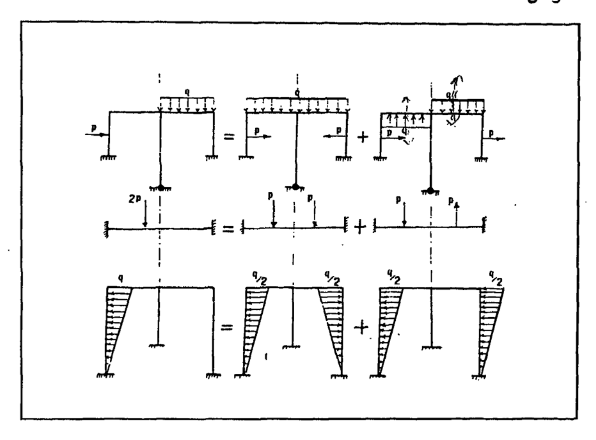
٢ - تناظر عزم القصور (القطاعات).

٣ - تناظر حالات الارتكاز.

فلو حقق المنشأ الشروط السابقة ، نستطيع حينئذ تقسيم الأحمال المطبقة في الحالة العامة ، ومهما كان شكلها إلى قسمين . أي إلى حالتي تحميل . الأولى متناظرة ، والثانية متناظرة عكسياً ، وذلك حول محور التناظر . كما في الشكل (٨ - ١٢).

ولإيجاد العزوم النهائية في منشأ خاضع لحالتي تحميل متناظرة ومتناظرة عكسياً ، نلاحظ أن العزوم النهائية في نصف المنشأ الذي تجرى عليه عمليات توزيع العزوم في الحالتين ، تنتج ببساطة من جمع الحالتين إلى بعضهما ، أما العزوم النهائية للنصف الآخر التي لم تجر عليه خطوات التوزيع ، فتنتج من تغيير

إشارات العزوم فى النصف الأول . وبذلك تُبَسَّط طريقة الحل بالاستفادة من هذه الخواص للمنشآت .



الشكل (٨ - ١٢)

أولا - التناظر :

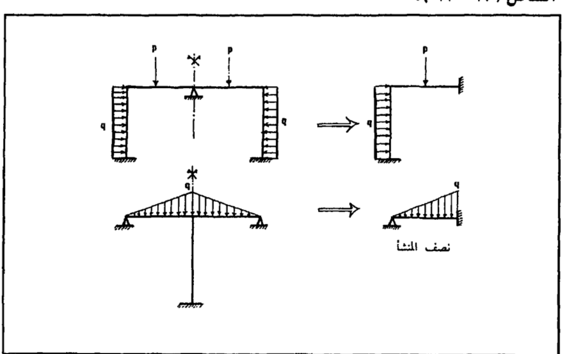
يمكن فى الحالات التى تكون فيها الأحمال متناظرة ، تقسيمها أيضاً الى قسمين ، بحيث يكون تأثير التناظر العكسى فيها معدوماً .

- فى الحالة العامة نلاحظ حالتى تحميل فى هذه المنشآت :

الحالة الأولى : إذا كان محور التناظر يمر من عقدة :

يمكن فى هذه الحالة تحميل نصف المنشأ ، واعتبار العقدة التى يمر فيها محور التناظر نقطة تثبيت ، وذلك لأن الانتقال الأفقى فيها مساو للصفر بسبب طبيعة الارتكاز والانتقال الرأسى كذلك بسبب تناظر الشكل . وكذلك الدوران معدوم لأن

الأحمال متناظرة . وبالتالى فالركيزة تعمل كنقطة تثبيت - كما فى الشكل (٨ - ١٣).



الشكل (٨-١٣)

الحالة الثانية : إذا كان محور التناظر يمر من منتصف أحد العناصر :

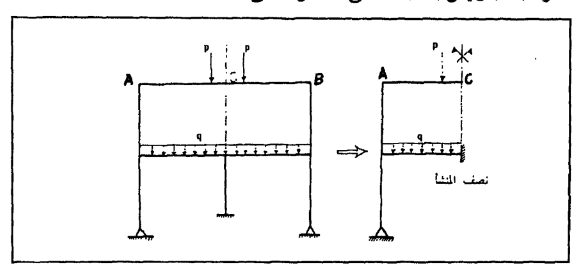
فى هذه الحالة يمكن حل نصف المنشأ ، ولكن مع استعمال صلابة مخفضة للعناصر التى يمر محور التناظر من منتصفاتها . تدعى بالصلابة التناظرية . وتأخذ هذه الصلابة المخفضة بعين الاعتبار عزوم النقل من الطرف الآخر .

تعطى الصلابة التناظرية لعنصر (i)،مبيناً فى الشكل (٨ - ١٤) .

$K_{BA} = C_{BA}$ حيث $K_{\Delta i} = K_{AB}\,(1\text{-}C_{BA}) < k_i$

وتعرف إذن الصلابة التناظرية بأنها الصلابة المخفضة الواجب استعمالها للعنصر الذى يمر محور التناظر من منتصفه ، حين حل المنشأ المتناظر شكلاً وتحميلاً بطريقة توزيع العزوم. وفى حال ثبات عزم القصور يكون $K_{\Delta i} = \dfrac{K_i}{2}$ حيث $C_i = \dfrac{1}{2}$

ملاحظة : فى حل مثل هذه العناصر تحسب عزوم تثبيت النهايات باعتبار الطول (AB) وليس (AC) كما فى الشكل التالى :

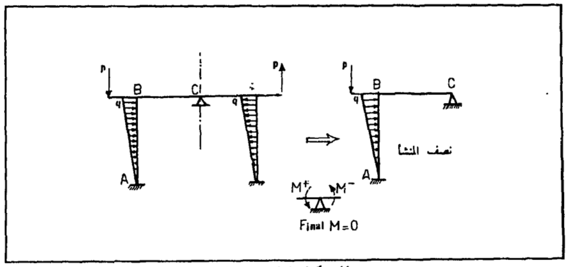


الشكل (٨ - ١٤)

ثانياً : التناظر العكسى :

الحالة الأولى : محور التناظر يمر من عقدة :

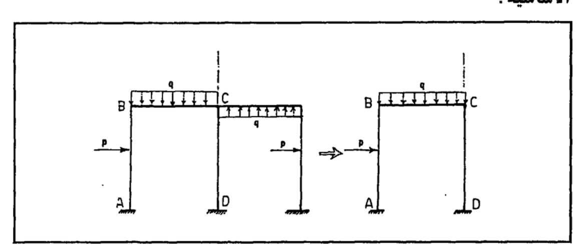
تعتبر العقدة فى هذه الحالة بمثابة مفصل ، ويجرى حل نصف المنشأ كما فى الشكل (٨ - ١٥) .



الشكل (٨ - ١٥)

الحالة الثانية : محور التناظر يمر من ضلع رأسى :

يتم حل نصف المنشأ مع اعتبار أن صلابة الضلع الرأسى تساوى صلابته الأساسية .



الشكل (٨-١٦)

الحالة الثالثة :محور التناظر يمر من منتصف أحد العناصر :

يجرى حل نصف المنشأ ، مع اعتبار أن العناصر التى يمر فيها محور التناظر ذات صلابة مرتفعة تسمى بالصلابة التناظرية العكسية .

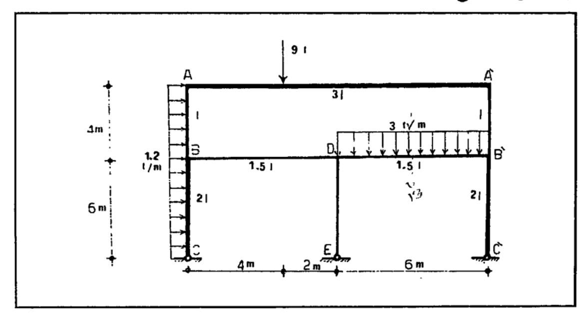
$$K_{\Delta' i} = K(1 + C)$$

وفى حالة ثبات عزم القصور يكون : $K_{\Delta' i} = \frac{1}{2} K$

الشكل (٨-١٧)

* **ملاحظة :** إذا طبقت قوى مركزة عند العقد ، فعزوم تثبيت النهاية عندئذ تكون معدومة . وبالتالى فتأثير هذه القوى يدخل فقط في حسابات القص ، واتزان القوى للانزياح الجانبى في حال وجوده .

مثال : مطلوب حل المنشـــأ الموضح في الشكل (٨ - ١٧) بالتناظر والتناظر العكسى .



الشكل (٨-١١)

الحل :

نظراً لعدم خضوع الإطار لإنزياح جانبى نجزئ الحل إلى قسمين :

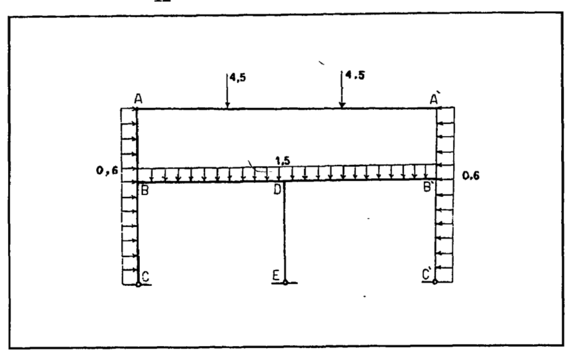
١- الحالة المتناظرة :

- عزوم تثبيت النهاية: $M^F_{AA} = 4.5\left(\frac{4 \times 8^2}{12^2} + \frac{8 \times 4^2}{12^2}\right) = 12$ m.ton

$$M^F_{AB} = \frac{0.6 \times 4^2}{12^2} = 0.8 \text{ m.ton}$$

$$M^F_{BC} = \frac{0.6 \times 6^2}{12^2} = 2.7 \text{ m.ton}$$

$$M_{BB} = \frac{1.5 \times 6^2}{12} = 4.5 \text{ m.ton}$$



الشكل (٨-١٩)

معاملات التوزيع لنصف المنشأ :

العقدة (B):

$$K_{BA} : K_{BC} : K_{BD} = \frac{1}{4} : 0.75\frac{2}{6} : \frac{1.5}{6}$$

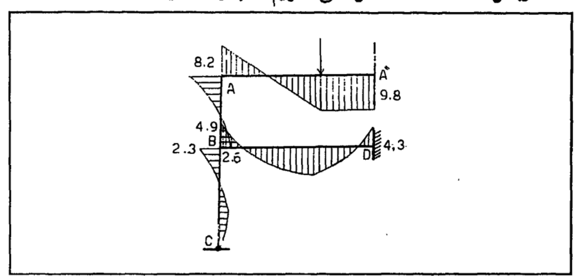
$$\alpha_B = \frac{1}{3} : \frac{1}{3} : \frac{1}{3}$$

العقدة (A):

(تناظرية) $K_{AA} : K_{AB} = \frac{1}{3} \left(\frac{3}{12} \right) : \frac{1}{4}$

$$\alpha_A = \frac{2}{3} : \frac{1}{3}$$

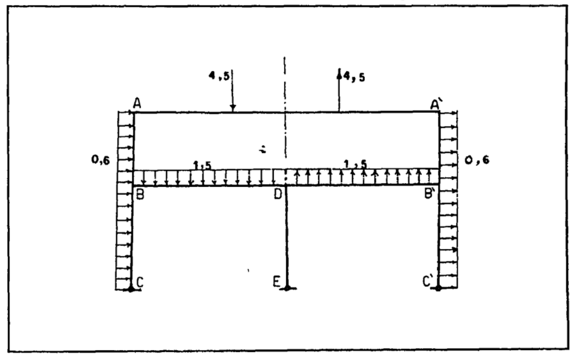
وبحل نصف المنشأ نحصل على العزوم النهائية التالية :



حل نصف المنشأ فى حالة التناظر

الشكل (٨-٢٠)

٢ - الحالة المتناظرة عكسياً :



الشكل (٨-٢١)

عزوم تثبيت النهاية: $M^F_{AA} = 4.5\left(\frac{4 \times 8^2}{12^2} + \frac{8 \times 4^2}{12^2}\right) = 4$ m.ton

$M^F_{AB} = 0.8$ m.ton

$M^F_{BC} = 2.7$ m.ton

$M^F_{BD} = -\ 4.5$ m.ton

$M^F_{DB} = 4.5$ m.ton

الصلابة ومعاملات التوزيع :

العقدة (B) : كما في حالة التناظر

$$\alpha_B = \frac{1}{3} : \frac{1}{3} : \frac{1}{3}$$

العقدة (A):

$$K_{AA} : K_{AB} = \frac{1}{3}\left(\frac{3}{12}\right) : \frac{1}{4}$$ (تناظرية عكسية)

$$\alpha_A = 0.6 : 0.4$$

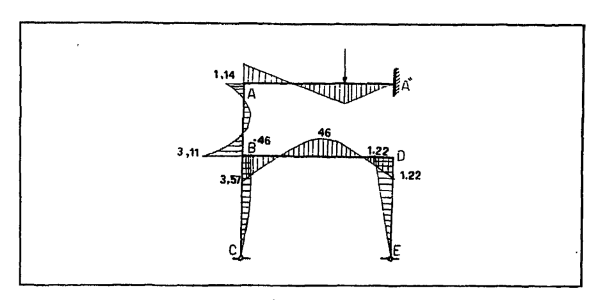
العقدة (D):

$$K_{DB} : K_{DE} = \frac{1.5}{6} : \left(\frac{3}{4} \times \frac{1}{6}\right)\frac{1}{2}$$

تؤخذ (DE) نصف القساوة الأصلية .

$$\alpha_D = 0.8 : 0.2$$

وبحل نصف المنشأ نحصل على العزوم التالية ، مع ملاحظة أن العزم الناتج على محور التناظر في هذه الحالة مساوٍ للصفر .



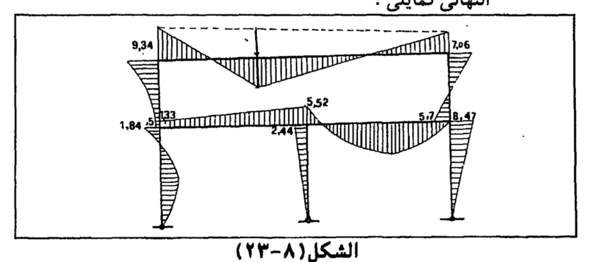
الشكل (٨ - ٢٢) حل نصف المنشأ في حالة التناظر العكسي

العزوم النهائية الإجمالية للمنشأ :

١ - بالنسبة للنصف الأيسر من المنشأ ، والذى جرى حله ، تجمع قيمتى العزوم في حالتى التناظر والتناظر العكسي .

٢ - بالنسبة للنصف الأيمن الذى لم يجر حله ، تطرح قيم التناظر من قيم التناظر العكسي .

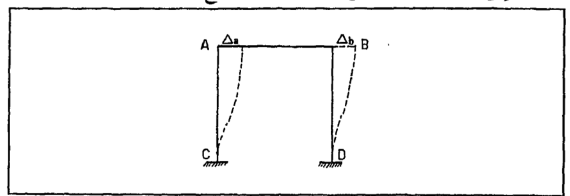
٣ - نضرب قيم العزوم على العنصر (DE) بـ (2) . وتكون العزوم بشكلها النهائي كمايلى :



الشكل (٨-٢٣)

٨ - ١ - ٢ تصحيح الإنزياح الجانبى للإطارات بطريقة توزيع العزوم :

إن مايحدث غالباً في المنشآت ، أنه يحدث إنزياحات جانبية بسبب تطبيق أحمال غير متناظرة أو إرتفاع درجات الحرارة أو لأسباب أخرى ، حيث تنتقل العقد بالنسبة إلى بعضها بصورة تبقى معها أطوال الأضلاع المتصلة معها ثابتة .



الشكل (٨ - ٢٤)

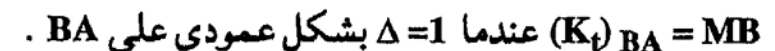
إذن فالانتقال النسبى الحاصل بالنسبة للنقاط الثابتة (C,D) الموضحة في الشكل (٨ - ٢٤) مثلاً يدعى بالانزياح الجانبى . ويجب عدم الخلط بين الانزياحات الجانبية وبين التشوهات المرنة في عناصر المنشآت ، إذ أن الانزياح الجانبى يحدث دائمًا فى العقد فقط . لذلك فتعريف الانتقال أو الانزياح الجانبى هو حركة عقدة أو أكثر فى منشأ ما ، وذلك فى مستو واحد بالنسبة إلى العقد الأخرى.

تحلل انتقالات العقد هذه إلى مركبات عمودية على العناصر الملتقية فيها ، وتسبب هذه المركبات عزوم تثبيت النهاية في تلك العناصر ، تتناسب مع صلابتها الانتقالية (K_t).

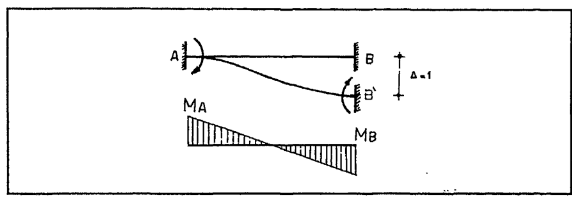
تعرف الصلابة الانتقالية بأنها العزم المتولد عند نهاية التثبيت فى كمرة غير محددة استاتيكياً نتيجة انتقال نسبى قدره (Δ) عمودى على محور الكمرة .

ففى الشكل (٨ - ٢٥) يكون :

$MA = (K_t)_{AB}$ عندما $\Delta = 1$ بشكل عمودى على AB .



$MB = (K_t)_{BA}$ عندما $\Delta = 1$ بشكل عمودى على BA .



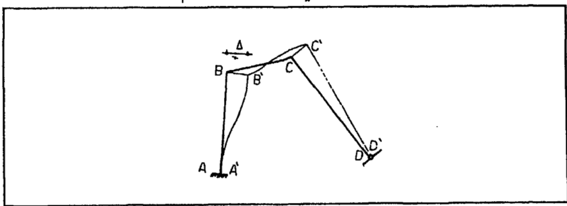
الشكل (٨ - ٢٥)

ومن أجل كمرة مثبتة الطرفين كالمبينة أعلاه تكون العزوم ، إذا كانت (I) ثابتة كمايلى :

$$M_A = -\frac{6EI}{L}$$

$M_B = +\frac{6EI}{L}$ حيث (L) طول الكمرة .

إذن في الحالات التى يكون فيها الإنزياح غير عمودى على محور العنصر، يجرى تحليله إلى مركبتين إحداهما باتجاه محور العنصر، وهى لاتحدث عزوم تثبيت النهايات، والأخرى عمودية عليه، وهي التى تسبب عزوم تثبيت النهايات .



الشكل (٨ - ٢٦)

يوضح الشكل (٨ - ٢٦) الإنزياح الجانبى للإطار بسبب احمال ما .

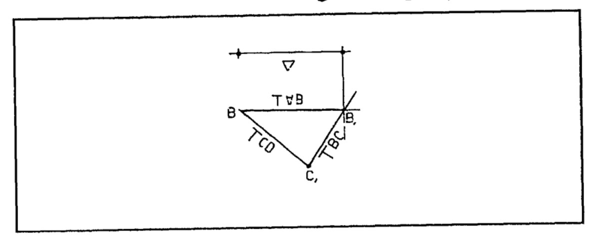
إن النقطة (B) ستنتقل على قوس من دائرة مركزها (A) ونصف قطرها (AB) ويمكن في هذه الحالة إعتبار أن (B) تنتقل أفقياً، أما النقطة (C) ، فنجد أنها لابد أن تحقق الشرطين التاليين:

أ - تتحرك (C) على دائرة مركزها (D) ونصف قطرها (CD) ثابتاً .

ب - تتحرك (C) على دائرة مركزها (B) ونصف قطرها (CB) ثابتاً .

ويبين ذلك الشكل (٨ - ٢٧).

إن الضلع (C`B`) يمثل المركبة العمودية لانتقال (C) على الضلع (BC) حيث يتناسب العزم الناتج عن ذلك مع الصلابة الانتقالية لـ (BC).



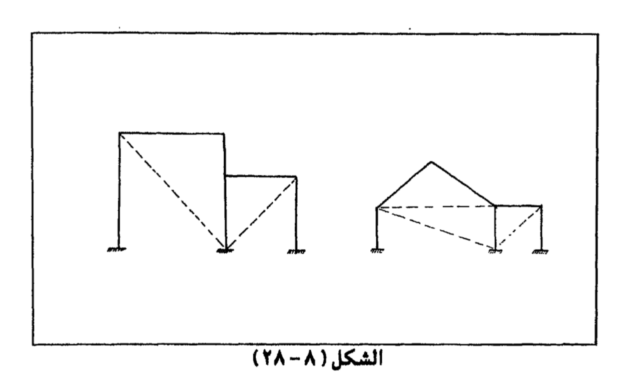
الشكل (٨ - ٢٧)

أما الضلع (BC) ، فيمثل المركبة العمودية لانتقال (C) على الضلع (CD) ، حيث ينشأ عن ذلك عزم يتناسب مع الصلابة الإنتقالية لهذا الضلع .

* درجات الحرية للانتقال الجانبى:

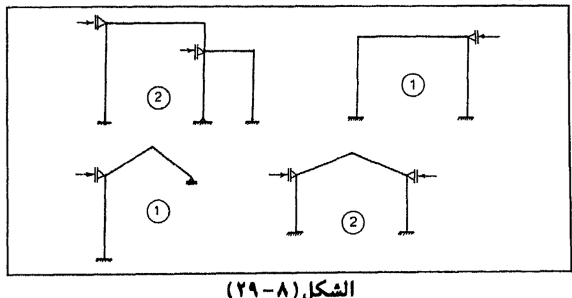
يعرف عدد درجات الحرية للإنتقال الجانبى بأنه عدد القوى أو الركائز التي يجب وضعها عند عقد المنشأ لمنع الانزياح الجانبى له .

وتبين لنا الأشكال (٨ - ٢٨) عدداً من الأمثلة .



الشكل (٨-٢٨)

بشكل عام يمكن معرفة عدد درجات الحرية من نموذج المنشأ ،إذ أنه لو ثبتت عقدتان من كل ثلاث عقد تشكل مثلث ، أو من ضلعين متلاقيين ، فإن العقدة الثالثة تصبح ثابتة ، وهكذا يمكن أن نعرف بشكل عام عدد درجات الحرية ، بأنه عدد العناصر التي يجب إضافتها للمنشأ لتحويله إلى هيكل شبكى كما فى الشكل (٨ - ٢٩) .

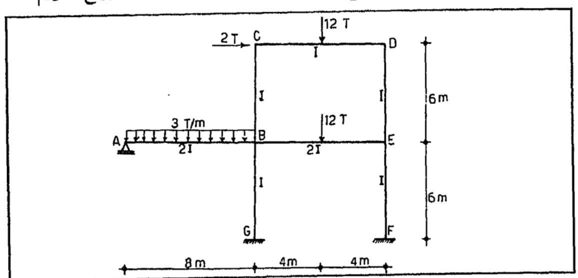


الشكل (٨-٢٩)

هذا وتخفف حالات تناظر الأحمال والأشكال من عدد درجات الحرية .

مثال :

مطلوب حل الإطار الموضح فى الشكل (٨ - ٣٠) بطريقة توزيع العزوم



الشكل (٨ - ٣٠)

الحل :

يمتلك المنشأ درجتى حرية للإنتقال الجانبى،وذلك فى المستويين (BE) و (CD).
نحل الإطار مع كلا الإنزياحين وذلك باعتبار وجود ركيزتين في(E,D) نستنتج من الأول القوة (F_1) التى تمنع الانزياح في المستوى الأول ومن الثانى (F_2).

أولاً : الحل : بدون إنزياح جانبى :

- عزوم تثبيت النهاية :

M_{BA} = - 24 m.ton

$M_{BC} = M_{CD}$ = m.ton

- الصلابة النسبية ومعاملات التوزيع :

فى العقدة (B) :

$$K_{BA} : K_{BE} : K_{BC} : K_{BG} = \frac{3}{4} \times \frac{2}{8} : \frac{2}{8} : \frac{1}{6} : \frac{1}{6}$$

$$\alpha_B = 0.243 : 0.325 : 0.216 : 0.216$$

العقدة (E):

$$K_{EB} : K_{ED} : K_{EF} : \frac{2}{8} : \frac{1}{6} : \frac{1}{6}$$

$$\alpha_E = 0.224 : 0.286 : 0.286$$

العقدتين (D,C):

$$K_{CB} : K_{CD} = K_{DC} : K_{DE} = \frac{1}{6} : \frac{2}{8}$$

$$\alpha_C = \alpha_D = 0.4 : 0.6$$

ونجرى عمليات توزيع العزوم مع إعتبار وجود العقدتين (G,F) في الجدول ، فتكون العزوم النهائية كمايلى :

$M_{GB} = 1.55$ m.ton	$M_{GB} = +3.10$ m.ton
$M_{BA} = -20.51$ m.ton	$M_{BE} = +18.03$ m.ton
$M_{BC} = -0.61$ m.ton	$M_{CB} = -5.87$ m.ton
$M_{CD} = +5.87$ m.ton	$M_{DC} = +7.59$ m.ton
$M_{DE} = +7.59$ m.ton	$M_{ED} = +5.14$ m.ton
$M_{EB} = -6.95$ m.ton	$M_{EF} = +1.81$ m.ton
$M_{FE} = +0.91$ m.ton	

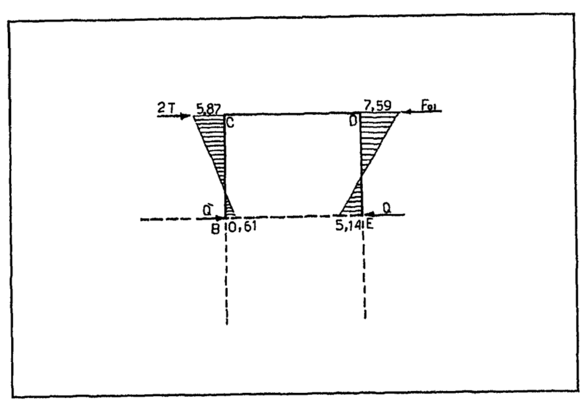
ثانيا : الحل مع إعتبار الانزياح الجانبى :

تحسب القوى (F_{01} و F_{02}) التى تمنع الإنزياح الجانبى كمايلى :

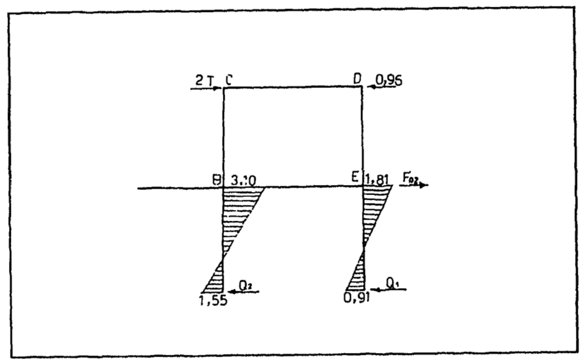
$$F_{0f} = 2 + Q` - Q$$

$$F_{01} = 2 + \frac{5.87 + 0.61}{6} - \frac{5.14 + 7.59}{6}$$

$$F_{01} = 0.96 \text{ m.ton} \leftarrow$$



الشكل (٨ - ٣١)



الشكل (٨ - ٣٢)

$$F_{02} = 0.96 - 2 + Q_1 + Q_2$$

$$F_{02} = 0.96 - 2 + \frac{1.81 + 0.91}{6} + \frac{3.10 + 1.55}{6}$$

$$F_{02} = 0.91\ T \leftarrow$$

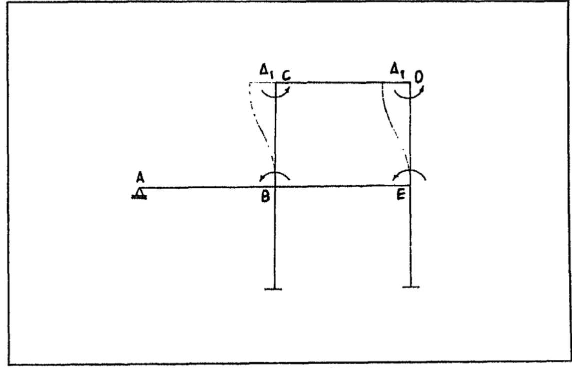
*** حالة الانزياح (Δ1) :**

تحسب العزوم الناتجة عن انزياح جانبى قدره1 = Δ على المستو(CD) .

من الشكل(٨ - ٣٣) نجد أن جميع العزوم سالبة (بعكس عقارب الساعة. وبما أن عزم القصور ثابت هنا ، فجميع العزوم متساوية (مع ملاحظة أن إتجاه الانزياح الجانبى هو إتجاه إعتبارى ، نحو اليسار أو اليمين) .

$$M_{BC} = M_{CB} = M_{DE} = M_{ED} = -30 \text{ m.ton}$$

ونوزع هذه العزوم في جدول توزيع العزوم مع العلم بأن معاملات التوزيع والنقل كما فى الحالة الأولى (بدون إنزياح جانبى) . فنحصل على :



الشكل (٨ - ٣٣)

$M_{GB} = + 2.26$ $\qquad$ $M_{BG} = + 4.51$

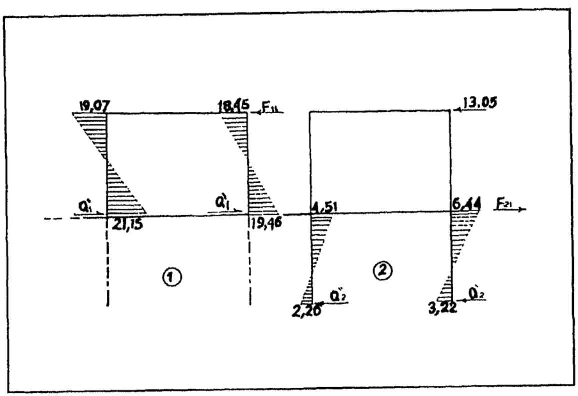
$M_{BA} = + 5.08$ $\qquad$ $M_{BE} = 11.63$

$M_{BC} = + 21.15$ $\quad$ $M_{CB} = - 19.07$ $\quad$ $M_{CD} = + 19.07$ $\quad$ $M_{DC} = + 18.64$

$M_{DE} = - 18.64$ $\quad$ $M_{ED} = - 19.46$ $\quad$ $M_{EB} = + 12.98$ $\quad$ $M_{EF} = + 6.44$

$M_{FE} = + 3.22$

بعد أن حسبنا العزوم الناتجة عن (Δ_1) فى المستو (CD)، نوجد القوى (F_{21}, F_{11}) التي تمنع الإنزياح الجانبى الناتج عن (Δ_1) ، وذلك بالطريقة نفسها التى حسبت فيها (F_{02}, F_{01}) مع إهمال القوى الخارجية .



الشكل (٨ - ٣٤)

$$F_{11} = Q`1 - Q`` = \frac{18.46 + 19.46}{6} + \frac{19.07 + 21.15}{6}$$

$$F_{11} = 13.05\ T \leftarrow$$

$$F_{21} = F_{11} + Q`2 + Q``2 = 13.05 + \frac{4.51 + 2.26}{6} + \frac{6.44 + 3.22}{6}$$

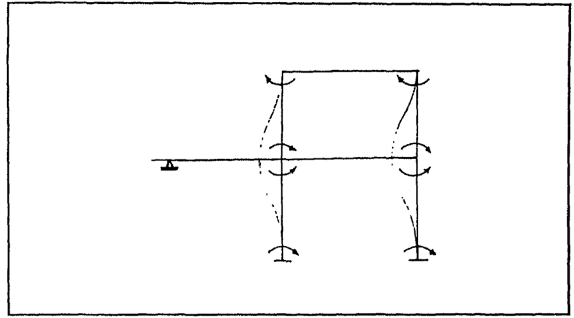
$$F_{21} = 15.79 \ T \ \rightarrow$$

***حالةالانزياح** (Δ_2) **:**

وذلك فى المستوى (EB) .

تعتبر الانزياح نحو اليسار ، ونوجد عزوم تثبيت النهايات :

$M^F_{BC} = M^F_{CB} = M^F_{CD} = M^F_{DC} = - M^F_{EF} = - M^F_{FE} = - M^F_{GB} = - M^F_{BG} =$ 30 m.tm



الشكل (٨ – ٣٥)

وبالقيام بعمليات توزيع العزوم نحصل على :

$M_{GB} = - 29.56$ $M_{BG} = - 29.18$ $M_{BA} = 0.87$ $M_{BE} = 2.08$

$M_{BC} = + 26.16$ $M_{CB} = - 21.06$ $M_{CD} = - 21.06$ $M_{DC} = - 21.15$

$M_{FE} = + 21.15$ $M_{ED} = - 26.46$ $M_{EB} = 2.35$ $M_{EF} = - 28.81$

$M_{FE} = - 29.41$

نحسب (F_{22}, F_{12}) اللتـان تمنعـان الانـزياح الجـانبى النـاتج عن الانتـقـال (Δ_2) بنفس طريقة إيجاد (F_{21}, F_{11}) فنحصل على :

– من معادلات اتزان القص نحصل على$(a_2\&a_1)$ اللتان تحققان الاتزان

$$\sum F1 = 0$$

$$F_{01} + a_1 F_{11} + a_2 F_{12} = 0$$

$$0.96 + 13.05 a_1 - 15.79 a_2 = 0 \text{ ...... (I)}$$

$$\sum F_2 = 0$$

$$F_{20} + a_1 F_{21} + a_2 F_{22} = 0$$

$$-0.19 - 15.79 a_1 + 35.28 a_2 = 0 \text{...... (II)}$$

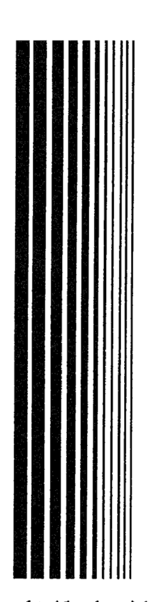
وبحل المعادلتين (II,I) حلاً مشتركاً نحصل على

$$a_1 = -0.146$$

$$a_2 = -0.06$$

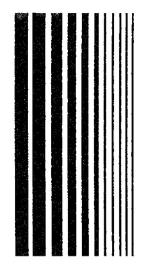
ويكون مخطط العزم النهائى :

$$M_F = M_0 + a_1 . M_{\Delta 1} + a_2 M_{\Delta 2}$$



الفصل التاسع

التحليل والتصميم الإنشائى
باستخدام الحاسب الآلى



٩-١ مقدمة :

فى عام ١٩٦٩ قامت جامعة (M.I.T) بالولايات المتحدة الأمريكية بتقديم أول إصدار لها من برنامج ICES STRUDL - II ، على أجهزة الحاسب الآلى (Maim Frame) .

ومع ظهور الحاسبات الشخصية .. قامت شركات متعددة بإنتاج عديد من برامج التحليل والتصميم الإنشائى .

تنقسم برامج الحاسب الشخصى فى مجال التحليل والتصميم الإنشائى إلى نوعين رئيسين (من حيث طبيعة إدخال البيانات) :

A - Friendly user programms .

B - Free formated programms .

وما يهمنا هو النوع الثانى ؛ حيث أنه الأقدر على استيعاب طبيعة وحجم المشاريع المطلوب حلها على الحاسب .

ونظراً لأهمية هذا الموضوع .. فقد أفردنا له كتاباً خاصاً ؛ حتى نتمكن من التعامل مع أشهر البرامج الموجودة فى هذا المجال .

إن البرامج المستخدمة فى مجال التحليل الإنشائى عديدة ، نذكر منها على سبيل المثال لا الحصر :

1. M. Strudl + Cast utility .
2. Sap 90 .
3. P. Frame & S. Frame .
4. PCA Frame .
5. STAAD III (ISDS) .

ونظراً لما لاقاه برنامج (STAAD III) من شهرة ؛ إذ إنه يتطور بسرعة تتوافق مع التطور السريع فى أجهزة الحاسب ؛ لذا .. فإننا سنقوم فى هذا الفصل باستعراض سريع لمثال ، تم حله باستخدام هذا البرنامج .

مثال :

The 6 storey reinforced concerete building has the following data :

- One - way joist system in z - direction having the following loads:
  - Roof — Dead load = 400 kg/m^2 = 4 kN/m^2
    Live load = 200 kg/m^2 = 2kN/m^2
  - Floor — Dead load = 575 kg/m^2 = 5.75 kN/m^2
    Live load = 400 kg/m^2 = 4kN/m^2
- Floor Beams having preliminary dimensions b = 30 cm and h = 70 cm and carry, in addition to load from joisit and their own weight, wall having unit weight of 412.5 kg/m = 4.125 kN/m.
- Roof Beams having preliminary dimensions b = 30 cm and h = 50 cm.
- Columns of 1st and 2nd floors having preliminary dimension b = 30 cm and h = 70cm.
- Columns of 3rd and 4th floors b = 30 cm and h = 60 cm.
- Columns of 5th and 6th floors b = 30 cm and h = 50 cm.
- Materials Strength:

  f_c' for Beams & Columns = 25 Mpa = 250 kg/cm^2

  f_c' for Footing = 30 MPa = 300 kg/cm^2

  f_y for main & transverse steel in Beams , Cloumns and Footings = 400 MPa

Design the internal frame in x direction for the following cases of loadings :

Load Combination 1 :

1.4 DL + 1.7 LL

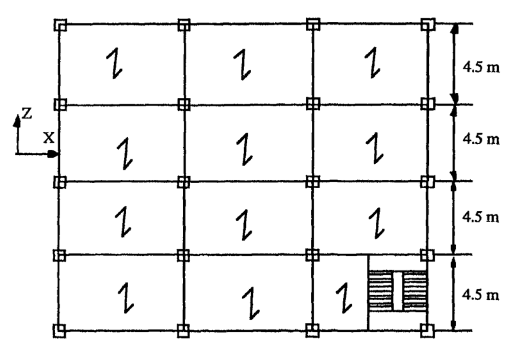
Load Combination 2 (EL from either left or right side):

0.75 (1.4 DL+ 1.7 LL + 1.7 * 1.1 EL) = 1.05 DL + 1.28 L + 1.40 EL.

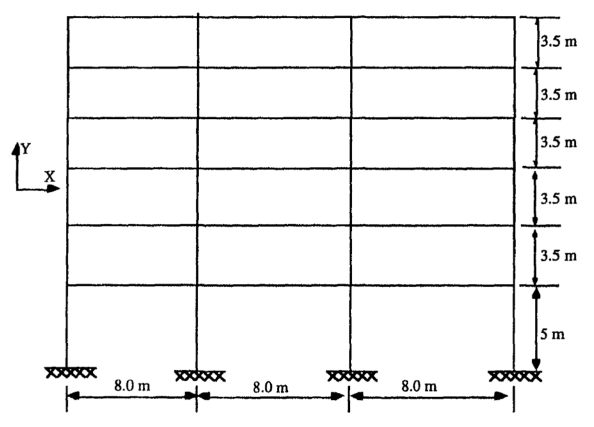
Load Combinaton (EL from either side):

0.9 DL + 1.3 * 1.1 EL = 0.9 DL + 1.43 EL

Use STAAD III to design frame (Beams , Columns and Footings).



PLAN VIEW



ELEVATION VIEW

الحل :

The calculated uniformlay distributed loads on the beams are:

Roof

$$W_{DL} - slab = 4.5\,m * 4\frac{kN}{m^2} = 18\,\frac{kN}{m}$$

$$W_{LL} = 4.5\,m * 2\frac{kN}{m^2} = 9\,\frac{kN}{m}$$

Floor

$$W_{DL} - Slab + wall = 4.5\text{ m} * 5.75\frac{kN}{m^2} + 4.125\frac{kN}{m} = 30\,\frac{kN}{m}$$

$$W_{LL} = 4.5m * 4\frac{kN}{m^2} = 18\,kN$$

Weight of transverse walls carried dorectly by columns at their joints with beams :

$$P_{DL} = 4.5m * 4\,\frac{kN}{m} = 18\,kN$$

1991 UBC Approach

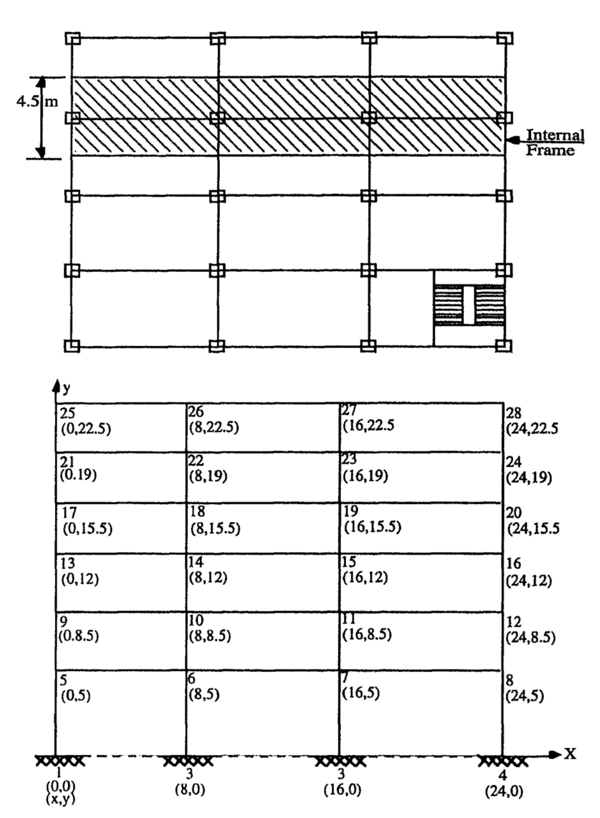
The building is located in zone No. 2B, and it is considered as a special moment resisting frame (SMRSF); and considered as an essential faclity . The soil profile can be taken as S_3.

Zone No. 2B $\quad z = 0.2 \quad$ (Table 23-I)

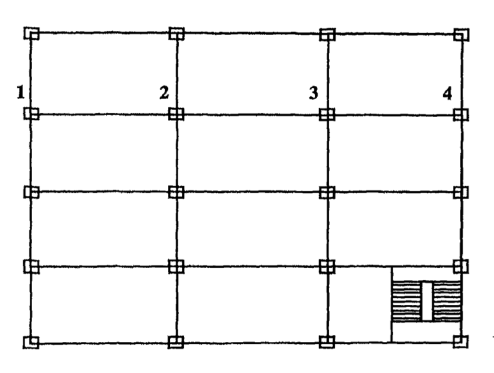
Concerete special moment resisting frame $R_w = 12$ (Table 23 - O)

Essential faclity $\quad I = 1.25 \quad$ (Tables 23 - K, 23L)

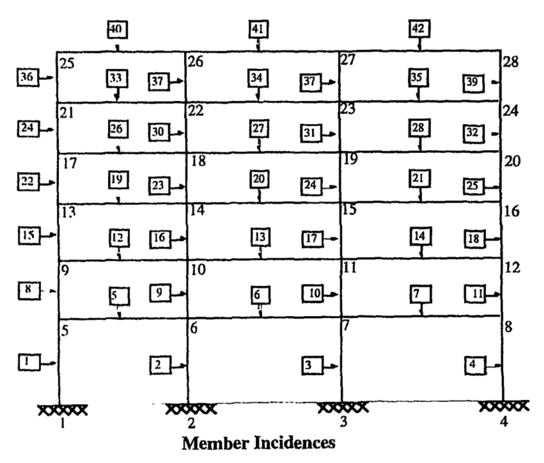
Soil Type S_3 $\quad S = 1.5 \quad$ (Table 23-J)



Joint Coordinates



(Plan)



Member Incidences

```
**************************************************
*                                                *
*           S T A A D - III                      *
*           Revision 19.0                        *
*           Proprietary Program of               *
*           RESEARCH ENGINEERS, Inc.             *
*           Date=    AUG 28, 1994                *
*           Time=    23:12:31                    *
*                                                *
*                                                *
**************************************************

 2. STAAD PLANE SEISMIC DESIGN OF R/C FRAME
 3. UNITS KNS MET
 4. ***** ENTER JOINTS COODINATES (JOINT NO.,X,Y)*****
 5. JOINT COORDINATES
 6. 1 0.0 0.0 ;2 8.0 0.0 ;3 16.0 0.0 ;4 24.0 0.
 7. 5 0.0 5.0 ;6 8.0 5.0 ;7 16.0 5.0 ;8 24.0 5.0
 8. 9 0.0 8.5 ;10 8.0 8.5 ; 11 16.0 8.5 ;12 24.0 8.5
 9. 13 0.0 12.0 ;14 8.0 12.0 ;15 16.0 12.0 ;16 24.0 12.0
10. 17 0.0 15.5 ;18 8.0 15.5 ;19 16.0 15.5 ;20 24.0 15.5
11. 21 0.0 19.0 ;22 8.0 19.0 ;23 16.0 19.0 ;24 24.0 19.0
12. 25 0.0 22.5 ;26 8.0 22.5 ;27 16.0 22.5 ;28 24.0 22.5
13. **** ENTER MEMBER CONECTIVITY (MEMB. NO. , START JNT, END JNT ) *****
14. MEMBER INCIDENCE
15. 1 1 5;2 2 6;3 3 7;4 4 8
16. 5 5 6;6 6 7;7 7 8
17. 8 5 9;9 6 10;10 7 11;11 8 12
18. 12 9 10;13 10 11;14 11 12
19. 15 9 13;16 10 14;17 11 15;18 12 16
20. 19 13 14;20 14 15;21 15 16
21. 22 13 17;23 14 18;24 15 19;25 16 20
22. 26 17 18;27 18 19;28 19 20
23. 29 17 21;30 18 22;31 19 23;32 20 24
24. 33 21 22;34 22 23;35 23 24
25. 36 21 25;37 22 26;38 23 27;39 24 28
26. 40 25 26;41 26 27;42 27 28
27. ***** ENTER SUPPORT CONDITIONS (JNT NO., FIXED, PINNED, ETC) *****
28. SUPPORT
29. 1 2 3 4 FIXED
30. ***** ENTER CONSTANTS TO BE USED IN ANAL AND DESIGN *****
31. CONSTANT
32. E CONCRETE ALL
33. DEN CONCRETE ALL
34. ***** ENTER MEMBER DIMENTION (B=ZD H=YD) *****
35. UNIT CM
36. MEMBERS PROPERTIES
37. 1 TO 4 PRISMATIC ZD 30. YD 70.
38. 5 TO 7 PRISMATIC ZD 30. YD 70.
39. 8 TO 11 PRISMATIC ZD 30. YD 70.
40. 12 TO 14 PRISMATIC ZD 30. YD 70.
41. 15 TO 18 PRISMATIC ZD 30. YD 60.
42. 19 TO 21 PRISMATIC ZD 30. YD 70.
43. 22 TO 25 PRISMATIC ZD 30. YD 60.
```

```
44. 26 TO 28 PRISMATIC ZD 30. YD 70.
45. 29 TO 32 PRISMATIC ZD 30. YD 50.
46. 33 TO 35 PRISMATIC ZD 30. YD 70.
47. 36 TO 39 PRISMATIC ZD 30. YD 50.
48. 40 TO 42 PRISMATIC ZD 30. YD 50.
49. ***** DEFINE UBC LOAD 1985 OR 1991 PROCEDURE ******
50. UNIT MET
51. DEFINE UBC LOAD
52. ZONE 0.375 K 0.67 I 1.5
53. *      NEED TO ACCOUNT FOR SELFWEIGHT OF MEMBERS
54. SELFWEIGHT
55. *      INPUT WEIGHT OF TRANSVERESE WALLS ON COLUMN JOINTS
56. JOINT WEIGHT
57. 5 TO 24 WEIGHT 20
58. *      INPUT WEIGHT FROM LONG. WALLS & SLABS CARRIED BY BEAMS
59. MEMBER WEIGHT
60. 5 6 7 12 13 14 19 20 21 26 27 28 33 34 35 UNI 30
61. 40 41 42  UNI 18
62. ***** INPUT PRIMARY LOAD CASES ; EL;DL & LL *****
63. *      FIRST LOAD CASE SHOULD BE EARTHQUAKE LOAD
64. LOAD 1 (UBC EL IN X DIRECTION)
65. UBC LOAD X
66. *      SECOND LOAD CASE IS DEAD LOAD
67. LOAD 2 (DEAD LOAD)
68. SELFWEIGHT Y -1
69. MEMBER LOAD
70. 5 6 7 12 13 14 19 20 21 26 27 28 33 34 35  UNI Y -30
71. 40 41 42 UNI Y -18
72. JOINT LOAD 5 TO 24 FY -18
73. *      THIRD LOAD CASE IS LIVE LOAD
74. LOAD 3 (LIVE LOAD)
75. MEMBER LOAD
76. 5 6 7 12 13 14 19 20 21 26 27 28 33 34 35  UNI Y -18
77. 40 41 42 UNI Y -9
78. ***** INPUT COMBINATIONS OF THE PRIMARY LOAD CASES *****
79. * INPUT LOAD COMBINATINS 1 ( 1.4*DL + 1.7*LL ) AS FORTH LOAD CASE
80. LOAD COMBINATION 4 (1.4*DL + 1.7*LL)
81. 2 1.4 3 1.7
82. * INPUT LOAD COMB. TO (1.05DL+1.28LL+1.4 EL) AS FIFTH LOAD CASE
83. LOAD COMB 5 ( 1.05*DL+1.28*LL+1.4*EL )
84. 1 1.4 2 1.05 3 1.28
85. *       INPUT SAME LOAD COMB. 2 BUT EL FROM OTHER DIRECTION AS SIXTH
86. *       LOAD CASE
87. LOAD COMBINATION 6
88. 1 -1.4 2 1.05 3 1.28
89. *       INPUT LOAD COMB. 3 ( .9DL+1.43EL ) AS SEVENTH LOAD CASE
90. LOAD COMB 7 ( .9DL+1.43 EL )
91. 1 1.43 2 .9
92. *       INPUT SAME LOAD COMB. 3 BUT EL FROM OTHER DIRECTION AS EIGHTH
93. *       LOAD CASE
94. LOAD COMB 8
95. 1 -1.43 2 .9
96. ***** PERFORM ANALYSIS FOR ALL LOAD CASES 1 TO 8 *****
97. PERFORM ANALYSIS
```

```
     P R O B L E M   S T A T I S T I C S
     -----------------------------------

NUMBER OF JOINTS/MEMBER+ELEMENTS/SUPPORTS =    28/   42/    4
ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH =     4/    4
TOTAL PRIMARY LOAD CASES  =     3, TOTAL DEGREES OF FREEDOM =      72
SIZE OF STIFFNESS MATRIX =     1080 DOUBLE PREC. WORDS
REQUIRED DISK SPACE =    12.09 MB, TOTAL EXMEM = 15.04 MB

++ PROCESSING ELEMENT STIFFNESS MATRIX.              23:12:33
++ PROCESSING GLOBAL STIFFNESS MATRIX.               23:12:34
++ PROCESSING TRIANGULAR FACTORIZATION.              23:12:34
++ CALCULATING JOINT DISPLACEMENTS.                  23:12:34

 *********************************************************
 *                                                       *
 *  CALC/USED PERIOD FOR X  UBC =  1.1765/  1.1765 SEC   *
 *  C, C-ALT =   0.0615 ,   0.8077, LOAD FACTOR = 1.000  *
 *  UBC FACTOR V =  0.0347 X   5496.51 =    190.98 KNS   *
 *                                                       *
 *********************************************************

++ CALCULATING MEMBER  FORCES.                       23:12:36

   98. *PLOT BENDING FILE
   99. *PRINT ANALYSIS RESULTS
  100. LOAD LIST 4 5 6 7 8
  101. UNITS MM KNS
  102. START CONCRETE DESIGN

  103. FYMAIN 0.415
  104. FYSEC 0.415
  105. FC    0.025
  106. DESIGN BEAM 1 TO 42
```

B E A M N O. 1 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 5000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	4 - 20MM	0.	4230.	YES	NO
2	59.	4 - 16MM	3581.	5000.	NO	YES
3	641.	5 - 16MM	0.	5000.	YES	YES

B E A M N O. 1 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 92.27 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 0.00 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 5000. MM
AT END SUPPORT - Vu= 92.27 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 0.00 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 5000. MM

```
1J                    5000.X 300.X 700                    5J
5No16 H 641.   0.TO 5000
17*12c/c318                                    17*12c/c318
4No20 H  61.   0.TO 4230            4No16 H  59.3581.TO 5000

ooooo  ooooo  ooooo  ooooo  ooooo  ooooo  ooooo  ooooo  ooooo
5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16
4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#16   4#16   4#16
oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo
```

B E A M N O. 2 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 5000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	59.	5 - 16MM	0.	5000.	YES	YES

```
2          641.      5 - 16MM          0.          5000.          YES  YES
```

B E A M N O. 2 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

```
AT START SUPPORT - Vu=   75.52 KNS  Vc=  158.55 KNS  Vs=    0.00 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM  C/C FOR 5000. MM
AT END   SUPPORT - Vu=   75.52 KNS  Vc=  158.55 KNS  Vs=    0.00 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM  C/C FOR 5000. MM
```

```
     2J---------------------- 5000.X 300.X 700-------------------------- 6J
 5No16 H 641.    0.TO 5000
 17*12c/c318                                                 17*12c/c318
 5No16 H  59.    0.TO 5000

 ooooo   ooooo   ooooo   ooooo   ooooo   ooooo   ooooo   ooooo           ooooo
  5#16    5#16    5#16    5#16    5#16    5#16    5#16    5#16            5#16
  5#16    5#16    5#16    5#16    5#16    5#16    5#16    5#16            5#16
 ooooo   ooooo   ooooo   ooooo   ooooo   ooooo   ooooo   ooooo           ooooo
```

B E A M N O. 3 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 5000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	59.	5 - 16MM	0.	5000.	YES	YES
2	641.	5 - 16MM	0.	5000.	YES	YES

B E A M N O. 3 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

```
AT START SUPPORT - Vu=   75.52 KNS  Vc=  158.55 KNS  Vs=    0.00 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM  C/C FOR 5000. MM
AT END   SUPPORT - Vu=   75.52 KNS  Vc=  158.55 KNS  Vs=    0.00 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM  C/C FOR 5000. MM
```

```
3J------------------ 5000.X 300.X 700------------------ 7J
5No16 H 641.   0.TO 5000
17*12c/c318                                   17*12c/c318
5No16 H  59.   0.TO 5000

00000  00000  00000  00000  00000  00000  00000  00000  00000
 5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16
 5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16
00000  00000  00000  00000  00000  00000  00000  00000  00000
```

B E A M N O. 4 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 5000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	59.	5 - 16MM	0.	5000.	YES	YES
2	639.	4 - 20MM	0.	4619.	YES	NO
3	641.	4 - 16MM	3335.	5000.	NO	YES

B E A M N O. 4 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 92.27 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 0.00 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 5000. MM
AT END SUPPORT - Vu= 92.27 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 0.00 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 5000. MM

```
   5J------------------ 8000.X 300.X 700------------------ 6J
 3No32 H 633.   0.TO 595932 H 633.2374.TO 8000
 11*12c/c318                                   11*12c/c318
 4No20 H  61.   0.TO 8000

 ooo    ooo    ooo    ooo    ooo    ooo    ooo    ooo           ooo
 3#32   3#32   3#32   3#32   3#32   3#32   3#32   3#32          3#32
 4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#20          4#20
 oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo          oooo
```

B E A M N O. 6 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	3 - 20MM	0.	8000.	YES	YES
2	633.	3 - 32MM	0.	5959.	YES	NO
3	633.	3 - 32MM	2374.	8000.	NO	YES

B E A M N O. 6 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 267.49 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 156.14 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM
AT END SUPPORT - Vu= 267.49 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 156.14 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

```
6J                 8000.X 300.X 700                         7J
3No32 H 633.   0.TO 595932 H 633.2374.TO 8000
11*12c/c318                                     11*12c/c318
3No20 H  61.   0.TO 8000

OOO    OOO    OOO    OOO    OOO    OOO    OOO    OOO         OOO
3#32   3#32   3#32   3#32   3#32   3#32   3#32   3#32        3#32
3#20   3#20   3#20   3#20   3#20   3#20   3#20   3#20        3#20
OOO    OOO    OOO    OOO    OOO    OOO    OOO    OOO         OOO
```

B E A M N O. 7 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	4 - 20MM	0.	8000.	YES	YES
2	633.	3 - 32MM	0.	5959.	YES	NO
3	633.	3 - 32MM	2374.	8000.	NO	YES

B E A M N O. 7 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 274.27 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 164.11 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM
AT END SUPPORT - Vu= 260.71 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 148.16 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

```
      7J-------------------------- 8000.X 300.X 700----------------------- 8J---
 3No32 H 633.    0.TO 595932 H 633.2374.TO 8000
 11*12c/c318                                          11*12c/c318
 4No20 H  61.    0.TO 8000

  ooo    ooo    ooo    ooo    ooo    ooo    ooo    ooo          ooo
  3#32   3#32   3#32   3#32   3#32   3#32   3#32   3#32         3#32
  4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#20         4#20
  oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo         oooo
```

```
=====================================================================

      B E A M   N O.   8   D E S I G N   R E S U L T S -  FLEXURE

LEN -  3500. MM  FY -  415.  FC -  25.  MPA, SIZE -  300. X  700. MMS

LEVEL     HEIGHT      BAR INFO         FROM          TO          ANCHOR
           (MM)                        (MM)         (MM)        STA  END
---------------------------------------------------------------------

  1          61.     4 - 20MM           0.        3500.         YES  YES
  2         639.     4 - 20MM         319.        3500.         NO   YES

      B E A M   N O.   8   D E S I G N   R E S U L T S - SHEAR

 AT START SUPPORT - Vu=  139.32 KNS  Vc=  158.55 KNS  Vs=     5.36 KNS
                    PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM  C/C FOR 3500. MM
 AT END   SUPPORT - Vu=  139.32 KNS  Vc=  158.55 KNS  Vs=     5.36 KNS
                    PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM  C/C FOR 3500. MM
```

```
5J                    3500.X 300.X 700                    9J
 4No20 H 639. 319.TO 3500
12*12c/c318                                   12*12c/c318
 4No20 H  61.    0.TO 3500

oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo
 4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#20
4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#20
oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo
```

B E A M N O. 9 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	59.	4 - 16MM	0.	3500.	YES	YES
2	641.	4 - 16MM	0.	3500.	YES	YES

B E A M N O. 9 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 86.85 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 0.00 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3500. MM
AT END SUPPORT - Vu= 86.85 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 0.00 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3500. MM

```
 6J------------------ 3500.X 300.X 700------------------ 10J
 4No16 H 641.   0.TO 3500
 12*12c/c318                                     12*12c/c318
 4No16 H  59.   0.TO 3500

 oooo  oooo  oooo  oooo  oooo  oooo  oooo  oooo  oooo
 4#16  4#16  4#16  4#16  4#16  4#16  4#16  4#16  4#16
 4#16  4#16  4#16  4#16  4#16  4#16  4#16  4#16  4#16
 oooo  oooo  oooo  oooo  oooo  oooo  oooo  oooo  oooo
```

B E A M N O. 10 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	59.	4 - 16MM	0.	3500.	YES	YES
2	641.	4 - 16MM	0.	3500.	YES	YES

B E A M N O. 10 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

```
AT START SUPPORT - Vu=   86.85 KNS  Vc=  158.55 KNS  Vs=    0.00 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM  C/C FOR 3500. MM
AT END   SUPPORT - Vu=   86.85 KNS  Vc=  158.55 KNS  Vs=    0.00 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM  C/C FOR 3500. MM
```

```
7J---------------- 3500.X 300.X 700---------------- 11J
4No16 H 641.   0.TO 3500
12*12c/c318                                   12*12c/c318
4No16 H  59.   0.TO 3500

0000  0000  0000  0000  0000  0000  0000  0000   0000
4#16  4#16  4#16  4#16  4#16  4#16  4#16  4#16   4#16

4#16  4#16  4#16  4#16  4#16  4#16  4#16  4#16   4#16
0000  0000  0000  0000  0000  0000  0000  0000   0000
```

B E A M N O. 11 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	4 - 20MM	732.	3500.	NO	YES
2	639.	4 - 20MM	0.	3500.	YES	YES

B E A M N O. 11 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 139.32 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 5.36 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3500. MM
AT END SUPPORT - Vu= 139.32 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 5.36 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3500. MM

```
8J-------------------- 3500.X 300.X 700-------------------- 12J
4No20 H 639.   0.TO 3500
12*12c/c318                                         12*12c/c318
          4No20 H  61. 732.TO 3500

oooo  oooo  oooo  oooo  oooo  oooo  oooo  oooo  oooo
4#20  4#20  4#20  4#20  4#20  4#20  4#20  4#20  4#20
            4#20  4#20  4#20  4#20  4#20  4#20  4#20
            oooo  oooo  oooo  oooo  oooo  oooo  oooo
```

B E A M N O. 12 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	59.	5 - 16MM	0.	8000.	YES	YES
2	633.	3 - 32MM	0.	5959.	YES	NO
3	633.	3 - 32MM	2374.	8000.	NO	YES

B E A M N O. 12 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 266.10 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 154.50 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM
AT END SUPPORT - Vu= 268.88 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 157.78 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

```
9J                    8000.X 300.X 700                    10J
3No32 H 633.   0.TO 595932 H 633.2374.TO 8000
11*12c/c318                                   11*12c/c318
5No16 H  59.   0.TO 8000

 000    000    000    000    000    000    000    000         000
 3#32   3#32   3#32   3#32   3#32   3#32   3#32   3#32        3#32
 5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16        5#16
 00000  00000  00000  00000  00000  00000  00000  00000       00000
```

B E A M N O. 13 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	3 - 20MM	0.	8000.	YES	YES
2	633.	3 - 32MM	0.	5959.	YES	NO
3	633.	3 - 32MM	2374.	8000.	NO	YES

B E A M N O. 13 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 267.49 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 156.14 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

AT END SUPPORT - Vu= 267.49 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 156.14 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

```
10J                         8000.X 300.X 700                              11J
3No32 H 633.    0.TO 595932 H 633.2374.TO 8000
11*12c/c318                                              11*12c/c318
3No20 H  61.    0.TO 8000

 OOO     OOO     OOO     OOO     OOO     OOO     OOO     OOO          OOO
 3#32    3#32    3#32    3#32    3#32    3#32    3#32    3#32         3#32
 3#20    3#20    3#20    3#20    3#20    3#20    3#20    3#20         3#20
 OOO     OOO     OOO     OOO     OOO     OOO     OOO     OOO          OOO
```

B E A M N O. 14 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	59.	5 - 16MM	0.	8000.	YES	YES
2	633.	3 - 32MM	0.	5959.	YES	NO
3	633.	3 - 32MM	2374.	8000.	NO	YES

B E A M N O. 14 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 268.88 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 157.78 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM
AT END SUPPORT - Vu= 266.10 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 154.50 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

```
11J---------------- 8000.X 300.X 700---------------- 12J
3No32 H 633.   0.TO 595932 H 633.2374.TO 8000
11*12c/c318                                11*12c/c318
5No16 H  59.   0.TO 8000

 ooo    ooo    ooo    ooo    ooo    ooo    ooo    ooo    ooo
 3#32   3#32   3#32   3#32   3#32   3#32   3#32   3#32   3#32
 5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16   5#16
 ooooo  ooooo  ooooo  ooooo  ooooo  ooooo  ooooo  ooooo  ooooo
```

B E A M N O. 15 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	4 - 20MM	0.	3500.	YES	YES
2	543.	5 - 12MM	0.	1051.	YES	NO
3	539.	4 - 20MM	319.	3500.	NO	YES

B E A M N O. 15 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 120.07 KNS Vc= 133.64 KNS Vs= 7.61 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM

AT END SUPPORT - Vu= 120.07 KNS Vc= 133.64 KNS Vs= 7.61 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM

```
9J------------------3500.X 300.X 600-----------------13J
5No12 H 543.   0.TO 1051  3500
15*12c/c268                                  15*12c/c268
4No20 H  61.   0.TO 3500

ooooo   ooooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo
5#12    4#20    4#20   4#20   4#20   4#20   4#20

4#20    4#20    4#20   4#20   4#20   4#20   4#20
oooo    oooo    oooo   oooo   oooo   oooo   oooo
```

B E A M N O. 16 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	59.	4 - 16MM	0.	3500.	YES	YES
2	541.	4 - 16MM	0.	3500.	YES	YES

B E A M N O. 16 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

```
AT START SUPPORT - Vu=   73.37 KNS  Vc=  133.64 KNS  Vs=    0.00 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM  C/C FOR 3500. MM
AT END   SUPPORT - Vu=   73.37 KNS  Vc=  133.64 KNS  Vs=    0.00 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM  C/C FOR 3500. MM
```

```
10J                       3500.X 300.X 600                       14J
4No16 H 541.   0.TO 3500
15*12c/c268                                            15*12c/c268
4No16 H  59.   0.TO 3500

oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo
4#16   4#16   4#16   4#16   4#16   4#16   4#16

4#16   4#16   4#16   4#16   4#16   4#16   4#16
oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo
```

B E A M N O. 17 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	59.	4 - 16MM	0.	3500.	YES	YES
2	541.	4 - 16MM	0.	3500.	YES	YES

B E A M N O. 17 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 73.37 KNS Vc= 133.64 KNS Vs= 0.00 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM
AT END SUPPORT - Vu= 73.37 KNS Vc= 133.64 KNS Vs= 0.00 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM

```
11J---------------- 3500.X 300.X 600---------------- 15J
4No16 H 541.    0.TO 3500
15*12c/c268                                    15*12c/c268
4No16 H  59.    0.TO 3500

oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo
4#16   4#16   4#16   4#16   4#16   4#16   4#16
4#16   4#16   4#16   4#16   4#16   4#16   4#16
oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo
```

BEAM NO. 18 DESIGN RESULTS - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	57.	5 - 12MM	0.	923.	YES	NO
2	61.	4 - 20MM	669.	3500.	NO	YES
3	539.	4 - 20MM	0.	3500.	YES	YES

BEAM NO. 18 DESIGN RESULTS - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 120.07 KNS Vc= 133.64 KNS Vs= 7.61 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM
AT END SUPPORT - Vu= 120.07 KNS Vc= 133.64 KNS Vs= 7.61 KNS

```
12J                    3500.X 300.X 600                    16J
4No20 H 539.   0.TO 3500
15*12c/c268                                   15*12c/c268
5No12 H  57.   0.TO  923. 669.TO 3500

oooo    oooo    oooo    oooo    oooo    oooo    oooo
4#20    4#20    4#20    4#20    4#20    4#20    4#20
5#12    5#12    4#20    4#20    4#20    4#20    4#20
ooooo   ooooo   oooo    oooo    oooo    oooo    oooo
```

B E A M N O. 19 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	4 - 20MM	0.	8000.	YES	YES
2	633.	3 - 32MM	0.	5959.	YES	NO
3	637.	4 - 25MM	3658.	8000.	NO	YES

B E A M N O. 19 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

```
AT START SUPPORT - Vu=  266.70 KNS  Vc=  158.55 KNS  Vs=  155.21 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM  C/C FOR 3000. MM
AT END   SUPPORT - Vu=  268.28 KNS  Vc=  158.55 KNS  Vs=  157.07 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM  C/C FOR 3000. MM
```

```
13J------------------------ 8000.X 300.X 700------------------------ 14J
3No32 H 633.    0.TO 5959        4No25 H 637.3658.TO 8000
11*12c/c318                                          11*12c/c318
4No20 H  61.    0.TO 8000

 OOO     OOO     OOO     OOOO    OOOO    OOOO    OOOO
 3#32    3#32    3#32    4#25    4#25    4#25    4#25
 4#20    4#20    4#20    4#20    4#20    4#20    4#20
 OOOO    OOOO    OOOO    OOOO    OOOO    OOOO    OOOO
```

B E A M N O. 20 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	3 - 20MM	0.	8000.	YES	YES
2	633.	3 - 32MM	0.	5959.	YES	NO
3	633.	3 - 32MM	2374.	8000.	NO	YES

B E A M N O. 20 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 267.49 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 156.14 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM
AT END SUPPORT - Vu= 267.49 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 156.14 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

```
 14J------------------- 8000.X 300.X 700------------------- 15J--
 3No32 H 633.   0.TO 595932 H 633.2374.TO 8000
 11*12c/c318                                        11*12c/c318
 3No20 H  61.   0.TO 8000

 OOO     OOO     OOO     OOO     OOO     OOO     OOO
 3#32    3#32    3#32    3#32    3#32    3#32    3#32
 3#20    3#20    3#20    3#20    3#20    3#20    3#20
 OOO     OOO     OOO     OOO     OOO     OOO     OOO
```

B E A M N O. 21 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	4 - 20MM	0.	8000.	YES	YES
2	637.	4 - 25MM	0.	4676.	YES	NO
3	633.	3 - 32MM	2374.	8000.	NO	YES

B E A M N O. 21 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 268.28 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 157.07 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

AT END SUPPORT - Vu= 266.70 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 155.21 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

```
15J------------------------8000.X 300.X 700-----------------------16J
4No25 H 637.   0.TO 467632 H 633.2374.TO 8000
11*12c/c318                                        11*12c/c318
4No20 H  61.   0.TO 8000

 oooo    oooo    oooo    oooo    ooo     ooo     ooo
 4#25    4#25    3#32    3#32    3#32    3#32    3#32
 4#20    4#20    4#20    4#20    4#20    4#20    4#20
 oooo    oooo    oooo    oooo    oooo    oooo    oooo
```

B E A M N O. 22 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	4 - 20MM	0.	2918.	YES	NO
2	539.	4 - 20MM	319.	3500.	NO	YES

B E A M N O. 22 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

```
AT START SUPPORT - Vu=  124.21 KNS  Vc=  133.64 KNS  Vs=   12.48 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM  C/C FOR 3500. MM
AT END   SUPPORT - Vu=  124.21 KNS  Vc=  133.64 KNS  Vs=   12.48 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM  C/C FOR 3500. MM
```

```
13J---------------- 3500.X 300.X 600 ---------------- 17J
 4No20 H 539. 319.TO 3500
15*12c/c268                                15*12c/c268
 4No20 H  61.    0.TO 2918

        oooo    oooo    oooo    oooo    oooo    oooo
        4#20    4#20    4#20    4#20    4#20    4#20
4#20    4#20    4#20    4#20    4#20    4#20
oooo    oooo    oooo    oooo    oooo    oooo
```

B E A M N O. 23 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	57.	5 - 12MM	0.	3500.	YES	YES
2	541.	3 - 16MM	0.	3500.	YES	YES

B E A M N O. 23 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 62.15 KNS Vc= 133.64 KNS Vs= 0.00 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM
AT END SUPPORT - Vu= 62.15 KNS Vc= 133.64 KNS Vs= 0.00 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM

```
14J---------------------3500.X 300.X 600---------------------18J
3No16 H 541.   0.TO 3500
15*12c/c268                                        15*12c/c268
5No12 H  57.   0.TO 3500

 ooo     ooo     ooo     ooo     ooo     ooo     ooo
3#16    3#16    3#16    3#16    3#16    3#16    3#16
5#12    5#12    5#12    5#12    5#12    5#12    5#12
ooooo   ooooo   ooooo   ooooo   ooooo   ooooo   ooooo
```

B E A M N O. 24 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	59.	3 - 16MM	0.	3500.	YES	YES
2	543.	5 - 12MM	0.	3500.	YES	YES

B E A M N O. 24 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

```
AT START SUPPORT - Vu=   62.15 KNS  Vc=  133.64 KNS  Vs=    0.00 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM  C/C FOR 3500. MM
AT END   SUPPORT - Vu=   62.15 KNS  Vc=  133.64 KNS  Vs=    0.00 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM  C/C FOR 3500. MM
```

```
15J                    3500.X 300.X 600                    19J
5No12 H 543.   0.TO 3500
15*12c/c268                                     15*12c/c268
3No16 H  59.   0.TO 3500

ooooo  ooooo  ooooo  ooooo  ooooo  ooooo  ooooo
5#12   5#12   5#12   5#12   5#12   5#12   5#12
3#16   3#16   3#16   3#16   3#16   3#16   3#16
ooo    ooo    ooo    ooo    ooo    ooo    ooo
```

B E A M N O. 25 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 600. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	4 - 20MM	623.	3500.	NO	YES
2	539.	4 - 20MM	0.	3327.	YES	NO

B E A M N O. 25 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 124.21 KNS Vc= 133.64 KNS Vs= 12.48 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM
AT END SUPPORT - Vu= 124.21 KNS Vc= 133.64 KNS Vs= 12.48 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 268. MM C/C FOR 3500. MM

```
 16J------------------- 3500.X 300.X 600 ------------------- 20J
 4No20 H 539.    0.TO 3327
 15*12c/c268                                        15*12c/c268
            4No20 H   61.  623.TO 3500

 OOOO    OOOO    OOOO    OOOO    OOOO    OOOO
 4#20    4#20    4#20    4#20    4#20    4#20
                 4#20    4#20    4#20    4#20    4#20
                 OOOO    OOOO    OOOO    OOOO    OOOO
```

B E A M N O. 26 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	4 - 20MM	0.	8000.	YES	YES
2	637.	4 - 25MM	0.	4676.	YES	NO
3	637.	4 - 25MM	3658.	8000.	NO	YES

B E A M N O. 26 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 265.24 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 153.50 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

AT END SUPPORT - Vu= 269.74 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 158.78 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

```
 17J-------------------- 8000.X 300.X 700-------------------- 18J
 4No25 H 637.   0.TO 4676      4No25 H 637.3658.TO 8000
 11*12c/c318                                  11*12c/c318
 4No20 H  61.   0.TO 8000

 oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo
 4#25   4#25   4#25   4#25   4#25   4#25   4#25
 4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#20   4#20
 oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo
```

B E A M N O. 27 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	3 - 20MM	400.	7933.	NO	NO
2	637.	4 - 25MM	0.	4676.	YES	NO
3	637.	4 - 25MM	3658.	8000.	NO	YES

B E A M N O. 27 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

```
AT START SUPPORT - Vu=  267.49 KNS  Vc=  158.55 KNS  Vs=  156.14 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM  C/C FOR 3000. MM
AT END   SUPPORT - Vu=  267.49 KNS  Vc=  158.55 KNS  Vs=  156.14 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM  C/C FOR 3000. MM
```

```
18J──────────────── 8000.X 300.X 700──────────────── 19J
4No25 H 637.   0.TO 4676        4No25 H 637.3658.TO 8000
11*12c/c318                                   11*12c/c318
 3No20 H  61. 400.TO 7933

oooo    oooo    oooo    oooo    oooo    oooo    oooo
4#25    4#25    4#25    4#25    4#25    4#25    4#25
        3#20    3#20    3#20    3#20    3#20
        ooo     ooo     ooo     ooo     ooo
```

B E A M N O. 28 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	4 - 20MM	154.	8000.	NO	YES
2	637.	4 - 25MM	0.	4676.	YES	NO
3	637.	4 - 25MM	3658.	8000.	NO	YES

B E A M N O. 28 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

```
AT START SUPPORT - Vu=  269.74 KNS  Vc=  158.55 KNS  Vs=  158.78 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM  C/C FOR 3000. MM
AT END   SUPPORT - Vu=  265.24 KNS  Vc=  158.55 KNS  Vs=  153.50 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM  C/C FOR 3000. MM
```

```
19J------------- 8000.X 300.X 700------------- 20J
4No25 H 637.   0.TO 4676     4No25 H 637.3658.TO 8000
11*12c/c318                                  11*12c/c318
4No20 H  61. 154.TO 8000

oooo    oooo    oooo    oooo    oooo    oooo    oooo
4#25    4#25    4#25    4#25    4#25    4#25    4#25
        4#20    4#20    4#20    4#20    4#20    4#20
        oooo    oooo    oooo    oooo    oooo    oooo
```

B E A M N O. 29 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	4 - 20MM	0.	2894.	YES	NO
2	439.	4 - 20MM	319.	3500.	NO	YES

B E A M N O. 29 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 97.07 KNS Vc= 108.73 KNS Vs= 5.47 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM C/C FOR 3500. MM
AT END SUPPORT - Vu= 97.07 KNS Vc= 108.73 KNS Vs= 5.47 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM C/C FOR 3500. MM

```
17J                    3500.X 300.X 500                    21J
  4No20 H 439. 319.TO 3500
18*12c/c218                                     18*12c/c218
4No20 H  61.   0.TO 2894

         oooo      oooo      oooo      oooo      oooo
         4#20      4#20      4#20      4#20      4#20
4#20     4#20      4#20      4#20      4#20
oooo     oooo      oooo      oooo      oooo
```

B E A M N O. 30 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

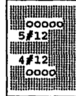
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	57.	4 - 12MM	0.	3500.	YES	YES
2	443.	5 - 12MM	0.	3500.	YES	YES

B E A M N O. 30 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 42.90 KNS Vc= 108.73 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.
AT END SUPPORT - Vu= 42.90 KNS Vc= 108.73 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

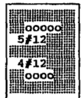
```
18J 3500.X 300.X 500 22J
5No12 H 443.   0.TO 3500
4No12 H  57.   0.TO 3500
```











5#12
4#12

B E A M N O. 31 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	57.	5 - 12MM	0.	3500.	YES	YES
2	443.	4 - 12MM	0.	3500.	YES	YES

B E A M N O. 31 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

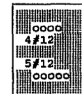
AT START SUPPORT - Vu= 42.90 KNS Vc= 108.73 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.
AT END SUPPORT - Vu= 42.90 KNS Vc= 108.73 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

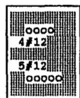
19J 3500.X 300.X 500 23J

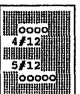
4No12 H 443. 0.TO 3500

5No12 H 57. 0.TO 3500

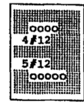
oooo
4#12
5#12
ooooo











B E A M N O. 32 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	4 - 20MM	644.	3500.	NO	YES

20J 3500.X 300.X 500 24J

4No20 H 439. 0.TO 3327
18*12c c218
4No20 H 61. 644.TO 3500
18*12c/c218

oooo 4#20 | oooo 4#20 4#20 oooo | oooo 4#20 4#20 oooo | oooo 4#20 4#20 oooo | oooo 4#20 4#20 oooo | 4#20 oooo

B E A M N O. 33 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	4 - 20MM	124.	8000.	NO	YES
2	637.	4 - 25MM	0.	4009.	YES	NO
3	637.	4 - 25MM	4324.	8000.	NO	YES

B E A M N O. 33 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 261.47 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 149.05 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM
AT END SUPPORT - Vu= 273.51 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 163.22 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

```
21J---------------------- 8000.X 300.X 700-------------------- 22J
4No25 H 637.    0.TO 4009          4No25 H 637.4324.TO 8000
11*12c/c318                                    11*12c/c318
4No20 H  61. 124.TO 8000

oooo      oooo      oooo      oooo      oooo      oooo
4#25      4#25      4#25      4#25      4#25      4#25
          4#20      4#20      4#20      4#20      4#20
          oooo      oooo      oooo      oooo      oooo
```

B E A M N O. 34 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	3 - 20MM	400.	7933.	NO	NO
2	637.	4 - 25MM	0.	4676.	YES	NO
3	637.	4 - 25MM	3658.	8000.	NO	YES

B E A M N O. 34 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

```
AT START SUPPORT - Vu=  267.49 KNS  Vc=  158.55 KNS  Vs=  156.14 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM  C/C FOR 3000. MM
AT END   SUPPORT - Vu=  267.49 KNS  Vc=  158.55 KNS  Vs=  156.14 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM  C/C FOR 3000. MM
```

```
22J---------------- 8000.X 300.X 700------------------- 23J
4No25 H 637.    0.TO 4676          4No25 H 637.3658.TO 8000
11*12c/c318                                    11*12c/c318
 3No20 H  61. 400.TO 7933

oooo     oooo     oooo     oooo     oooo     oooo
4#25     4#25     4#25     4#25     4#25     4#25
         3#20     3#20     3#20     3#20
         ooo      ooo      ooo      ooo
```

B E A M N O. 35 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 700. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	4 - 20MM	124.	8000.	NO	YES
2	637.	4 - 25MM	0.	4009.	YES	NO
3	637.	4 - 25MM	4324.	8000.	NO	YES

B E A M N O. 35 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 273.51 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 163.22 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM
AT END SUPPORT - Vu= 261.47 KNS Vc= 158.55 KNS Vs= 149.05 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 318. MM C/C FOR 3000. MM

```
23J---------------- 8000.X 300.X 700 ---------------- 24J
 4No25 H 637.    0.TO 4009          4No25 H 637.4324.TO 8000
 11*12c/c318                                  11*12c/c318
 4No20 H  61.  124.TO 8000

 oooo      oooo      oooo      oooo      oooo      oooo
 4#25      4#25      4#25      4#25      4#25      4#25
           4#20      4#20      4#20      4#20      4#20
           oooo      oooo      oooo      oooo      oooo
```

B E A M N O. 36 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	61.	4 - 20MM	0.	2739.	YES	NO
2	437.	3 - 25MM	198.	3500.	NO	YES

B E A M N O. 36 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

```
AT START SUPPORT - Vu=  112.54 KNS  Vc=  108.73 KNS  Vs=   23.66 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM  C/C FOR 3500. MM
AT END   SUPPORT - Vu=  112.54 KNS  Vc=  108.73 KNS  Vs=   23.66 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM  C/C FOR 3500. MM
```

21J 3500.X 300.X 500 25J

3No25 H 437. 198.TO 3500
18*12c/c218 18*12c/c218
4No20 H 61. 0.TO 2739

4#20 | 3#25 4#20 | 3#25 4#20 | 3#25 4#20 | 3#25 | 3#25

B E A M N O. 37 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

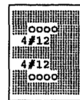
LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	57.	4 - 12MM	0.	3500.	YES	YES
2	443.	4 - 12MM	0.	2218.	YES	NO
3	443.	4 - 12MM	1428.	3500.	NO	YES

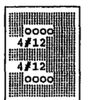
B E A M N O. 37 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

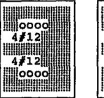
AT START SUPPORT - Vu= 22.01 KNS Vc= 108.73 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.
AT END SUPPORT - Vu= 22.01 KNS Vc= 108.73 KNS Vs= 0.00 KNS
STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.

```
--- 22J------------------------- 3500.X 300.X 500------------------------- 26J---
 4No12 H 443.   0.TO 2218     4No12 H 443.1428.TO 3500
 4No12 H  57.   0.TO 3500
```

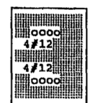












B E A M N O. 38 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	57.	4 - 12MM	0.	2095.	YES	NO
2	57.	4 - 12MM	1551.	3500.	NO	YES
3	443.	4 - 12MM	0.	3500.	YES	YES

B E A M N O. 38 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

```
AT START SUPPORT - Vu=   22.01 KNS  Vc=  108.73 KNS  Vs=   0.00 KNS
                   STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.
AT END   SUPPORT - Vu=   22.01 KNS  Vc=  108.73 KNS  Vs=   0.00 KNS
                   STIRRUPS ARE NOT REQUIRED.
```

```
23J                3500.X 300.X 500                27J
4No12 H 443.   0.TO 3500
4No12 H  57.   0.TO 2095      4No12 H  57.1551.TO 3500

oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo
4#12   4#12   4#12   4#12   4#12   4#12
4#12   4#12   4#12   4#12   4#12   4#12
oooo   oooo   oooo   oooo   oooo   oooo
```

B E A M N O. 39 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 3500. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	63.	3 - 25MM	561.	3500.	NO	YES
2	439.	4 - 20MM	0.	3036.	YES	NO

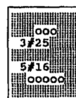
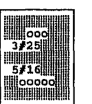
B E A M N O. 39 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 112.54 KNS Vc= 108.73 KNS Vs= 23.66 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM C/C FOR 3500. MM
AT END SUPPORT - Vu= 112.54 KNS Vc= 108.73 KNS Vs= 23.66 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM C/C FOR 3500. MM

```
25J------------------- 8000.X 300.X 500------------------- 26J
3No25 H 437.   0.TO 3406          4No25 H 437.4324.TO 8000
15*12c/c218                                   15*12c/c218
 5No16 H  59. 421.TO 7246
```

```
ooo      ooo      ooo      oooo     oooo     oooo
3#25     3#25     3#25     4#25     4#25     4#25

         5#16     5#16     5#16     5#16
         ooooo    ooooo    ooooo    ooooo
```




B E A M N O. 41 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	59.	4 - 16MM	1192.	7141.	NO	NO
2	437.	4 - 25MM	0.	4009.	YES	NO
3	437.	4 - 25MM	4324.	8000.	NO	YES

B E A M N O. 41 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

```
AT START SUPPORT - Vu=  161.95 KNS  Vc=  108.73 KNS  Vs=   81.80 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM  C/C FOR 3000. MM
AT END   SUPPORT - Vu=  161.95 KNS  Vc=  108.73 KNS  Vs=   81.80 KNS
                   PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM  C/C FOR 3000. MM
```

```
26J-------------- 8000.X 300.X 500------------------ 27J
4No25 H 437.   0.TO 4009          4No25 H 437.4324.TO 8000
15*12c/c218                                  15*12c/c218
        4No16 H  59.1192.TO 7141

oooo    oooo    oooo    oooo    oooo    oooo
4#25    4#25    4#25    4#25    4#25    4#25
        4#16    4#16    4#16    4#16
        oooo    oooo    oooo    oooo
```

B E A M N O. 42 D E S I G N R E S U L T S - FLEXURE

LEN - 8000. MM FY - 415. FC - 25. MPA, SIZE - 300. X 500. MMS

LEVEL	HEIGHT (MM)	BAR INFO	FROM (MM)	TO (MM)	ANCHOR STA	ANCHOR END
1	59.	5 - 16MM	1088.	7912.	NO	NO
2	437.	4 - 25MM	0.	4009.	YES	NO
3	437.	3 - 25MM	4927.	8000.	NO	YES

B E A M N O. 42 D E S I G N R E S U L T S - SHEAR

AT START SUPPORT - Vu= 166.54 KNS Vc= 108.73 KNS Vs= 87.19 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM C/C FOR 3000. MM
AT END SUPPORT - Vu= 157.37 KNS Vc= 108.73 KNS Vs= 76.41 KNS
PROVIDE 12 MM BARS AT 218. MM C/C FOR 3000. MM

```
27J              8000.X 300.X 500              28J
4No25 H 437.    0.TO 4009        3No25 H 437.4927.TO 8000
15*12c/c218                      15*12c/c218
        5No16 H  59.1088.TO 7912

 oooo     oooo     oooo              ooo      ooo
 4#25     4#25     4#25              3#25     3#25
          5#16     5#16     5#16     5#16
          ooooo    ooooo    ooooo    ooooo
```

**********************END OF BEAM DESIGN****************************

107. DESIGN COLUMN 1 2 3 4

```
=====================================================================

    C O L U M N   N O.   1   D E S I G N   R E S U L T S

FY - 415.0  FC -  25.0 MPA,  RECT SIZE - 300.0 X 700.0 MMS, TIED

        AREA OF STEEL REQUIRED =  2100.0  SQ. MM

BAR CONFIGURATION        REINF PCT.   LOAD   LOCATION   PHI
----------------------------------------------------------------

 20 - 12 MM                 1.077       8      STA     0.700
(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS AT EACH FACE)

=====================================================================

    C O L U M N   N O.   2   D E S I G N   R E S U L T S

FY - 415.0  FC -  25.0 MPA,  RECT SIZE - 300.0 X 700.0 MMS, TIED

        AREA OF STEEL REQUIRED =  5494.2  SQ. MM

BAR CONFIGURATION        REINF PCT.   LOAD   LOCATION   PHI
----------------------------------------------------------------

 12 - 25 MM                 2.805       4      END     0.700
(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS AT EACH FACE)

=====================================================================

    C O L U M N   N O.   3   D E S I G N   R E S U L T S

FY - 415.0  FC -  25.0 MPA,  RECT SIZE - 300.0 X 700.0 MMS, TIED

        AREA OF STEEL REQUIRED =  5494.2  SQ. MM

BAR CONFIGURATION        REINF PCT.   LOAD   LOCATION   PHI
----------------------------------------------------------------

 12 - 25 MM                 2.805       4      END     0.700
(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS AT EACH FACE)
```

```
=====================================================================

    C O L U M N   N O.   4   D E S I G N   R E S U L T S

FY - 415.0  FC -  25.0 MPA,  RECT SIZE - 300.0 X 700.0 MMS, TIED

        AREA OF STEEL REQUIRED =  2100.0  SQ. MM

BAR CONFIGURATION        REINF PCT.  LOAD  LOCATION   PHI
-----------------------------------------------------------

 20 - 12 MM                1.077       7      STA      0.700
(PROVIDE EQUAL NUMBER OF BARS AT EACH FACE)

********************END OF COLUMN DESIGN RESULTS********************

108. END CONCRETE DESIGN
109. START FOOTING DESIGN

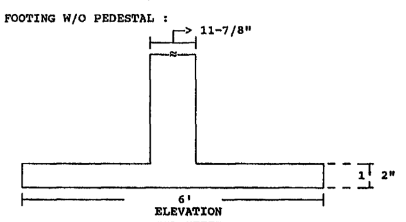
110. TRACK 2
111. UNIT KIP INCHES
112. FY 60 ALL
113. FC 5 ALL
114. UNIT KIP FT
115. BC 8 ALL
116. DESIGN FOOTING 1 2 3 4
```

FOOTING AT SUPPORT: 1

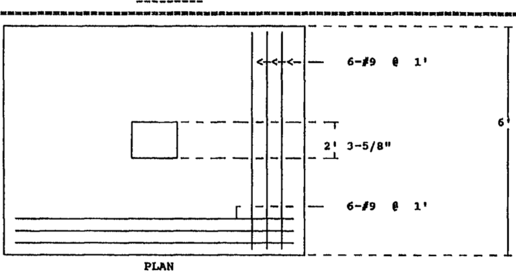
```
UNIT :  KIP    FEET
LOAD           :
                VERTICAL LOAD    = P              =        156.6337
                MOMENT IN X-DIR.= Hx x d + Mz =            128.6044
                MOMENT IN Z-DIR.= Hz x d + Mx =              0.0000
DIMENSIONS     :
                COLUMN SIZE    = cx x cz          =     0.984 x   2.297
                FOOTING AREA REQUIRED             =          27.61
                SLAB SIZE       = s1 x s2         =      6.000 x    6.000
                DEPTH OF SLAB = sy                =     1.167
                EMBEDMENT DEPTH                   =     0.000
SOIL           :
                BEARING CAPACITY                  =   144.000
                MAXIMUM BEARING PRESSURE          =     7.923

REINFORCEMENT :
                    BOTTOM REINFORCEMENT: UNIT : INCH
                BAR NUMBER OF SLAB REINFORCEMENT        =     9
                REINFORCEMENT RATIO (X-DIR)             =  0.00409
                REINFORCEMENT RATIO (Z-DIR)             =  0.00180
                AREA OF STEEL(X-DIR)                    =     2.72
                NO. OF BARS IN X-DIR.                   =     6
                SPACING OF BARS IN X-DIR.               =    11.97
                AREA OF STEEL(Z-DIR)                    =     1.20
                NO. OF BARS IN Z-DIR.                   =     6
                SPACING OF BARS IN Z-DIR.               =    11.97
DOWEL REINF. :  BAR #5   AREA= 1.6 TOTAL NOS.= 6  DEV.LENGTH= 11.25
```

FOOTING W/O PEDESTAL :



ELEVATION



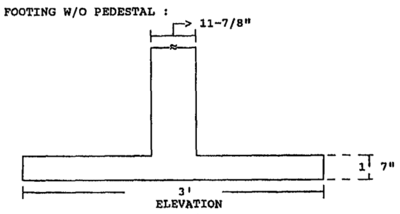
PLAN

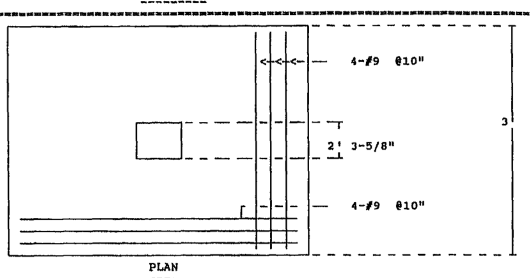
**** DESIGN SKETCHES ****

```
                         FOOTING AT SUPPORT:    2
                ----------------------------------------------------------
UNIT :  KIP     FEET
LOAD            :
                VERTICAL LOAD   = P               =          915.3573
                MOMENT IN X-DIR.= Hx x d + Mz =                1.6739
                MOMENT IN Z-DIR.= Hz x d + Mx =                0.0000
DIMENSIONS      :
                COLUMN SIZE   = cx x cz           =     0.984 x   2.297
                FOOTING AREA REQUIRED             =             8.72
                SLAB SIZE     = s1 x s2           =     3.000 x    3.000
                DEPTH OF SLAB = sy                =     1.583
                EMBEDMENT DEPTH                   =     0.000
SOIL            :
                BEARING CAPACITY                  =   288.000
                MAXIMUM BEARING PRESSURE          =   102.078

REINFORCEMENT :
                     BOTTOM REINFORCEMENT: UNIT : INCH
                BAR NUMBER OF SLAB REINFORCEMENT        =      9
                REINFORCEMENT RATIO (X-DIR)             =   0.00410
                REINFORCEMENT RATIO (Z-DIR)             =   0.00180
                AREA OF STEEL(X-DIR)                    =      2.29
                NO. OF BARS IN X-DIR.                   =      4
                SPACING OF BARS IN X-DIR.               =    10.00
                AREA OF STEEL(Z-DIR)                    =      1.01
                NO. OF BARS IN Z-DIR.                   =      4
                SPACING OF BARS IN Z-DIR.               =    10.00
DOWEL REINF. :  BAR #6   AREA= 1.6 TOTAL NOS.= 4  DEV.LENGTH= 13.50
```

FOOTING W/O PEDESTAL :





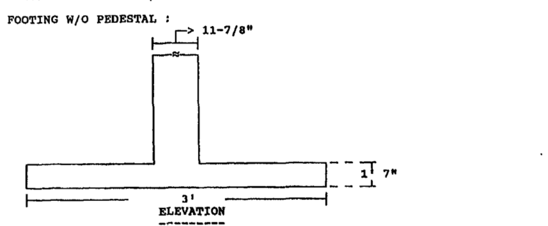
**** DESIGN SKETCHES ****

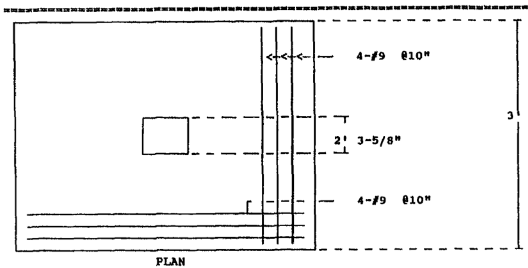
FOOTING AT SUPPORT: 3

```
UNIT :  KIP    FEET
LOAD           :
                VERTICAL LOAD    = P              =          915.3573
                MOMENT IN X-DIR.= Hx x d + Mz =             1.6739
                MOMENT IN Z-DIR.= Hz x d + Mx =             0.0000
DIMENSIONS     :
                COLUMN SIZE     = cx x cz         =     0.984 x   2.297
                FOOTING AREA REQUIRED             =          8.72
                SLAB SIZE      = s1 x s2          =     3.000 x    3.000
                DEPTH OF SLAB = sy                =     1.583
                EMBEDMENT DEPTH                   =     0.000
SOIL          :
                BEARING CAPACITY                  =   432.000
                MAXIMUM BEARING PRESSURE          =   102.078

REINFORCEMENT :
                    BOTTOM REINFORCEMENT: UNIT : INCH
                BAR NUMBER OF SLAB REINFORCEMENT        =     9
                REINFORCEMENT RATIO (X-DIR)             =  0.00410
                REINFORCEMENT RATIO (Z-DIR)             =  0.00180
                AREA OF STEEL(X-DIR)                    =     2.29
                NO. OF BARS IN X-DIR.                   =      4
                SPACING OF BARS IN X-DIR.               =    10.00
                AREA OF STEEL(Z-DIR)                    =     1.01
                NO. OF BARS IN Z-DIR.                   =      4
                SPACING OF BARS IN Z-DIR.               =    10.00
DOWEL REINF. :  BAR #6   AREA= 1.6 TOTAL NOS.= 4  DEV.LENGTH= 13.50
```

FOOTING W/O PEDESTAL :





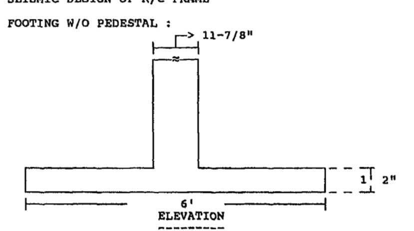
**** DESIGN SKETCHES ****

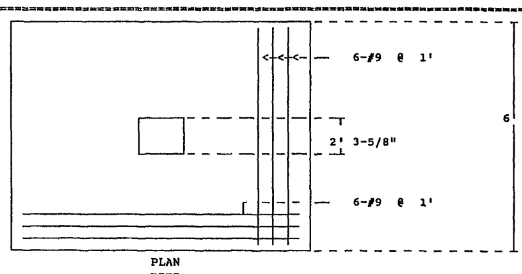
FOOTING AT SUPPORT: 4

```
UNIT :  KIP     FEET
LOAD            :
                 VERTICAL LOAD    = P                  =        156.6337
                 MOMENT IN X-DIR.= Hx x d + Mz =        128.6043
                 MOMENT IN Z-DIR.= Hz x d + Mx =          0.0000
DIMENSIONS      :
                 COLUMN SIZE    = cx x cz              =    0.984 x   2.297
                 FOOTING AREA REQUIRED                 =          27.61
                 SLAB SIZE       = s1 x s2             =    6.000 x     6.000
                 DEPTH OF SLAB = sy                    =    1.167
                 EMBEDMENT DEPTH                       =    0.000
SOIL            :
                 BEARING CAPACITY                      =  576.000
                 MAXIMUM BEARING PRESSURE              =    7.923

REINFORCEMENT :
                      BOTTOM REINFORCEMENT: UNIT : INCH
                 BAR NUMBER OF SLAB REINFORCEMENT           =      9
                 REINFORCEMENT RATIO (X-DIR)                =  0.00409
                 REINFORCEMENT RATIO (Z-DIR)                =  0.00180
                 AREA OF STEEL(X-DIR)                       =     2.72
                 NO. OF BARS IN X-DIR.                      =        6
                 SPACING OF BARS IN X-DIR.                  =    11.97
                 AREA OF STEEL(Z-DIR)                       =     1.20
                 NO. OF BARS IN Z-DIR.                      =        6
                 SPACING OF BARS IN Z-DIR.                  =    11.97
DOWEL REINF. :   BAR #5   AREA= 1.6 TOTAL NOS.= 6  DEV.LENGTH= 11.25
```

FOOTING W/O PEDESTAL :





PLAN

**** DESIGN SKETCHES ****

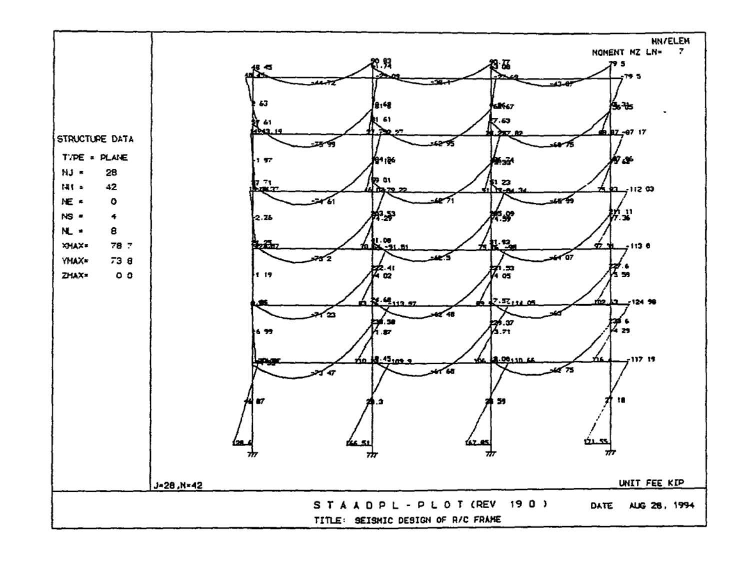
*****************END OF FOOTING DESIGN RESULTS*******************

117. END FOOTING DESIGN
118. FINISH

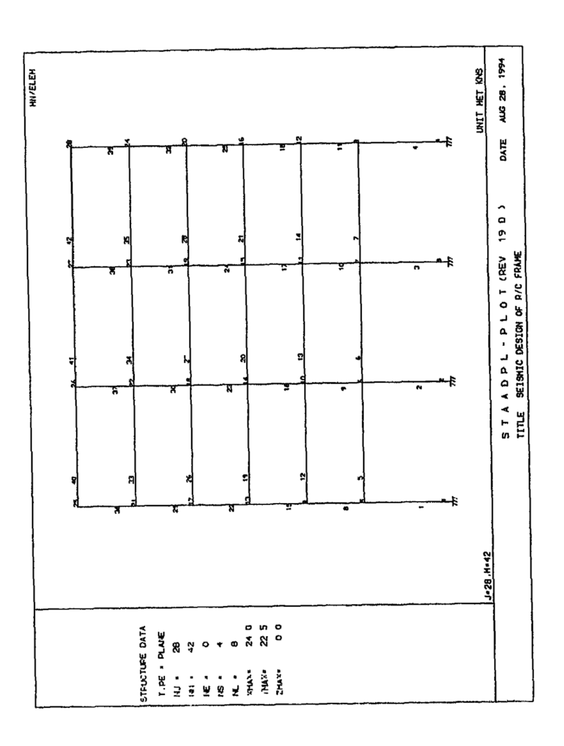
*************** END OF STAAD-III ***************

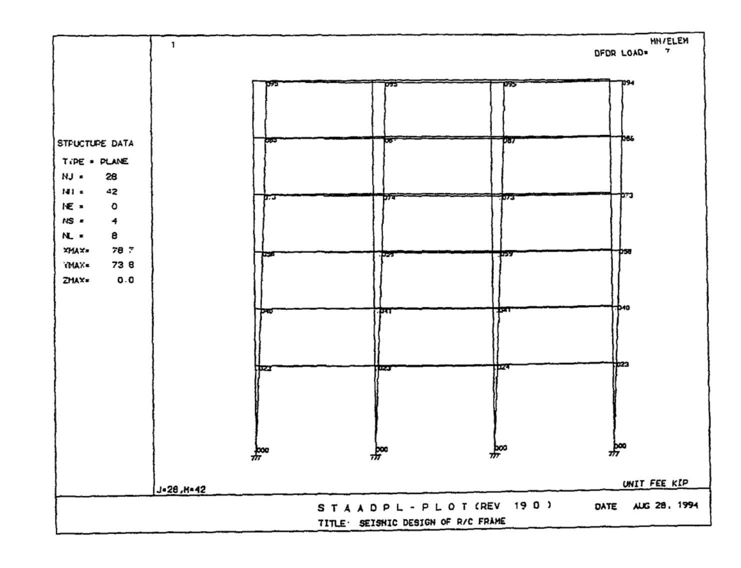
**** DATE= AUG 28,1994 TIME= 23:12:51 ****

```
*********************************************************
*       For questions on STAAD-III/ISDS, contact:       *
*             RESEARCH ENGINEERS, Inc at                *
*       Ph: (714) 974-2500    Fax: (714) 974-4771       *
*********************************************************
```

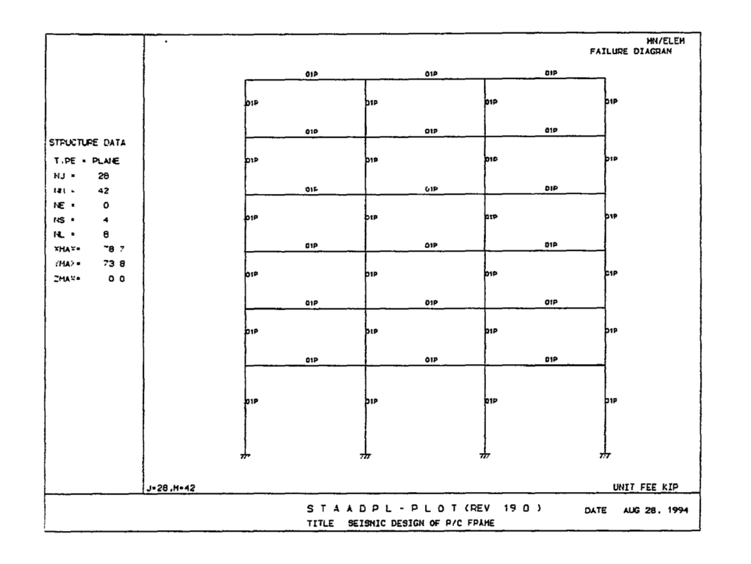


MN/ELEM
MOMENT MZ LN= 7
STRUCTURE DATA
TYPE = PLANE
NJ = 28
NM = 42
NE = 0
NS = 4
NL = 8
XMAX= 78 7
YMAX= 73 8
ZMAX= 0 0
J=28,M=42
UNIT FEE KIP
S T A A D P L - P L O T (REV 19 0)
DATE AUG 28, 1994
TITLE: SEISMIC DESIGN OF R/C FRAME

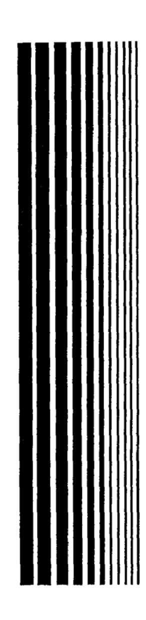

HH/ELEM
UNIT MET KNS
J=28,M=42
STRUCTURE DATA
TYPE = PLANE
NJ = 28
NM = 42
NE = 0
NS = 4
NL = 8
XMAX= 24.0
YMAX= 22.5
ZMAX= 0.0
STAADPL-PLOT (REV 19 D)
DATE AUG 28, 1994
TITLE SEISMIC DESIGN OF R/C FRAME



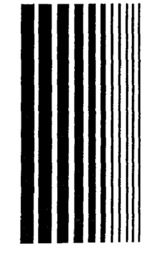
STRUCTURE DATA
TYPE = PLANE
NJ = 28
NM = 42
NE = 0
NS = 4
NL = 8
XMAX= 78.7
YMAX= 73.8
ZMAX= 0.0
1
MN/ELEM
DFOR LOAD= 7
J=28,M=42
UNIT FEE KIP
S T A A D P L - P L O T (REV 19.0)
DATE AUG 28, 1994
TITLE: SEISMIC DESIGN OF R/C FRAME

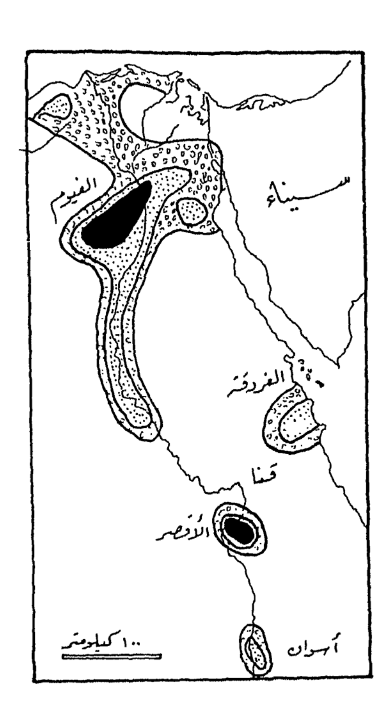


MN/ELEM
FAILURE DIAGRAM
STRUCTURE DATA
NJ = 28
NE = 0
NS = 4
NL = 8
J=28,M=42
UNIT FEE KIP
STAADPL-PLOT (REV 19.0)
DATE AUG 28, 1994
TITLE SEISMIC DESIGN OF R/C FRAME

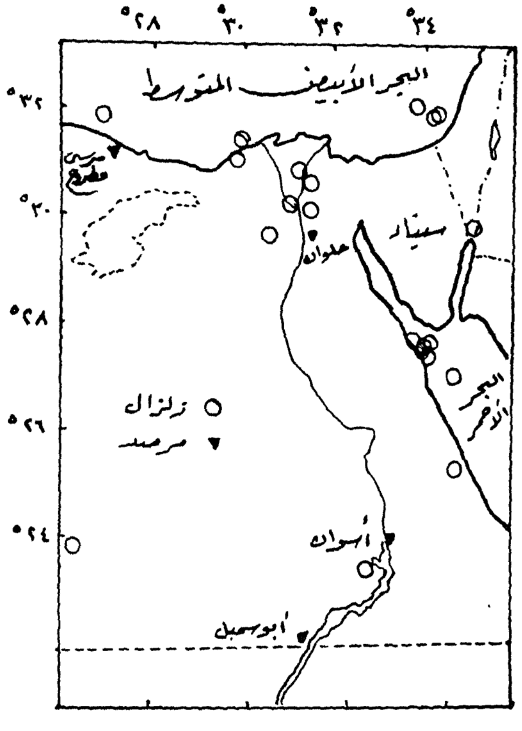


الملاحق

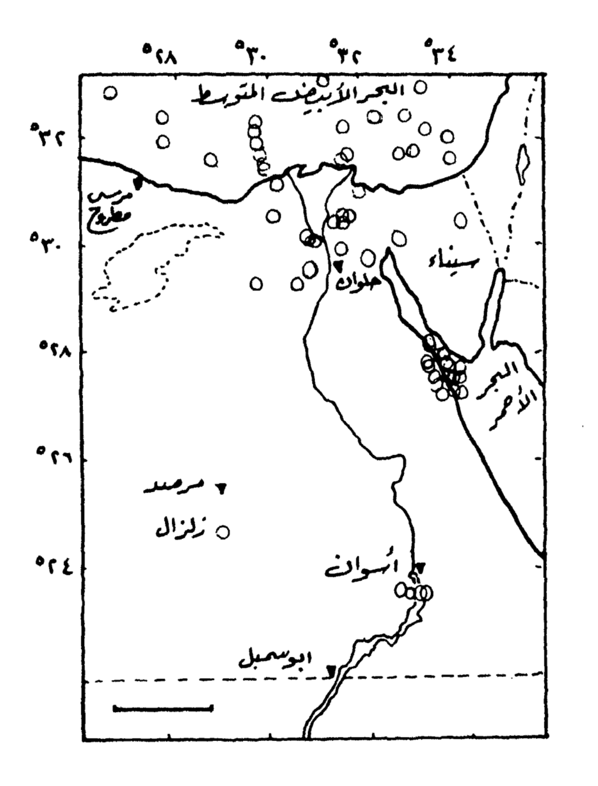




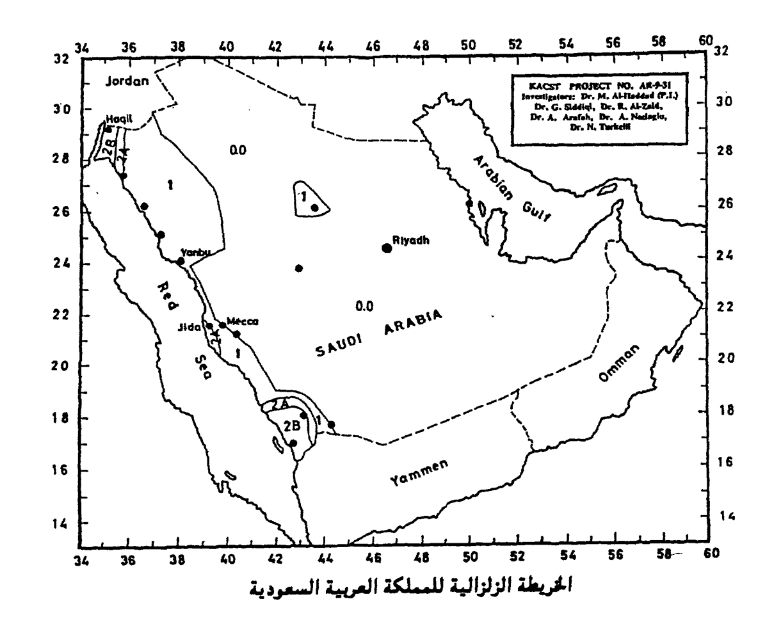
الخريطة الزلزالية لمصر حتى عام ١٩٣٢ م .
البقع السوداء تمثل مناطق تحدث بها زلازل قوية جدا أحيانا
والمناطق بالنقاط السوداء تحدث بها زلازل متكررة وقوية
والمناطق البيضاء المحددة تحدث بها زلازل نادرا .



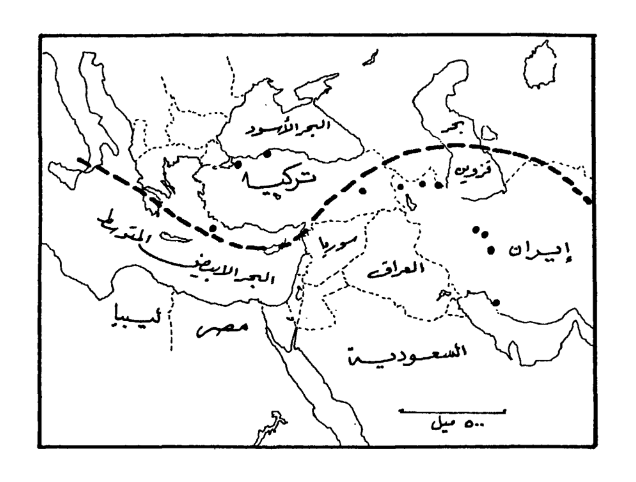
مواقع النقاط السطحية لمراكز الزلازل الشديدة والمتوسطة بمصر .



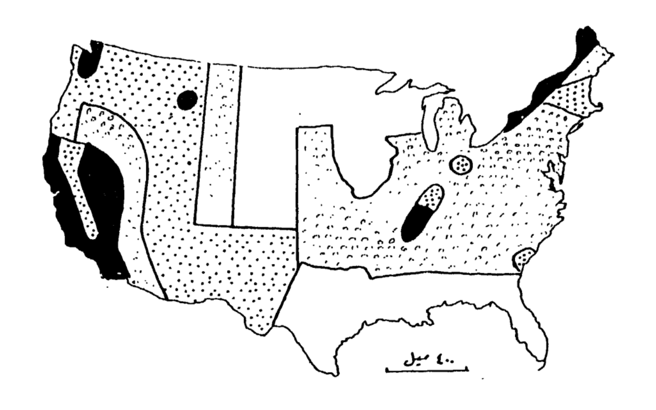
موقع النقاط السطحية لمراكز الزلازل الضعيفة فى مصر



الخريطة الزلزالية للمملكة العربية السعودية



محور الأخطار الزلزالية القصوى لمنطقة شرق البحر الأبيض المتوسط وإيران (الخط السميك المتقطع) وتبين النقاط السوداء مواقع الزلازل الشديدة .



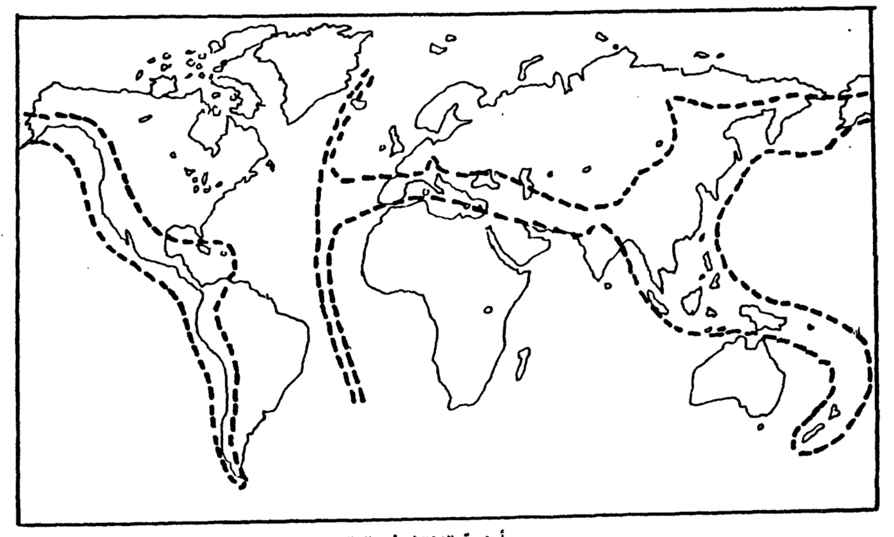
خريطة الأمان الزلزالى للولايات المتحدة الأمريكية للأخذ فى الأعتبار عند إقامة المنشآت .

الأسود - مناطق معرضه لدمار كبير ،

النقاط السوداء - مناطق عرضه لدمار متوسط ،

الدوائر البيضاء - مناطق عرضه لدمار بسيط ،

الأبيض - مناطق آمنه .

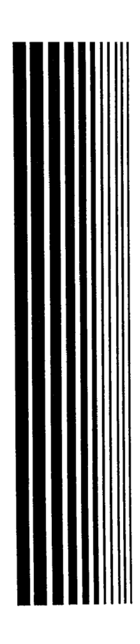


أحزمة الزلازل فى العالم

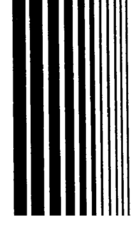
توزيع النشاط الزلزالى بالعالم ـ تشير النقاط إلى مواقع الزلازل .

أقوى الزلازل فى العالم

عام	البلـــــــــد	المقدار (ريختر)
١٩٠٦	زلزال سان فرانسيسكو (الولايات المتحدة الأمريكية)	٨,٢٥
١٩٠٦	زلزال جبال الأنديز بكولومبيا والاكوادور	٨,٦
١٩٠٦	زلزال فلابريسو بشيلى	٨,٤
١٩١١	زلزال تينى شان بالصين	٨,٤
١٩٢٠	زلزال كان سو بالصين	٨,٥
١٩٣٣	زلزال اليابان	٨,٥
١٩٥٠	زلزال شمال أسام بالهند	٨,٦
١٩٦٠	زلزال شيلى	٨,٩-٨,٣
١٩٦٤	زلزال الآسكا	٨,٦



المـــــراجع



- الزلازل وتوابعها ، أ.د. محمد الشرقاوى ، مركز الأهرام للترجمة والنشر ، ١٩٩٢.

- الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخراسانية المسلحة ١٩٨٩ .

- الكود العربى (اتحاد المهندسين العرب ١٩٧٧ - دمشق) .

- الكود العربى السورى ١٩٩٢ .

- الكود الأمريكى للأحمال

Minimum Design Loads for Buildings (ANSI A 58.1)

- الكود الأمريكى Uniform Building Code (U.B.C 1991)

- الكود الأمريكى للخرسانة المسلحة (ACI - 318 - 89)

- الكود البريطانى

British Standard Code of Practice, Code of the Basic Data for the Design of Buildings (C.P.3).

- Analysis and Design of High - Rise Concrete Buildings, ACI (SP-97) Jaime Moreno.

- General Geologgy, Robert J. Foster.

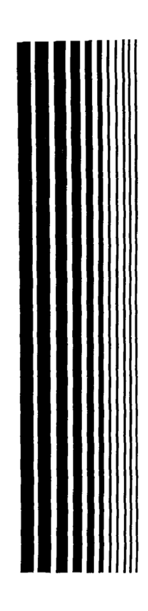
- Wind Loading on Buildings, ANGUS J. MACDONALD.

- Design of Earthquake Resistant Strorctures, S. V. POLY-AKOV.

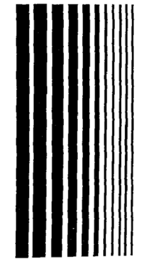
- Methods of STRUCTURAL ANALYSIS, Negussie Tebedge.

- Analysis and Desgin of Priced Shear - Walls, D. MAGNUS.

- Earthquakes, Bolt, B.A., 1993.
- An Introduction to the Theory of Seismology, Bullen, K. E. and B.A. Bolt, 1985.
- Theoretical Elasticty, Pearson, C., 1959.
- Assessment and Mitigation of Earthquake Risk in the Arab Region, UNESCO for Arab Fund for Economic and Social Development and Islamic Development Bank, 1983.
- Structural Analysis, R.C. COATES, M.G. COUTIE and F.K. KONG, 1987.
- Reinforced Concrete Designer's Handbook, Charles E. Reynolds and James C. Steedman, 1976.



الفهـــرس



الموضوع	الصفحة

مقدمة ٧

الفصل الأول - الأحمال الرأسية على المنشآت الخرسانية : ٩-٥٢

الأحمال حسب الكود المصرى الجديد ١٩٨٩ م : ١١

١-١ تعريف الأحمال ١١

١-٢ الأحمال الدائمة ١٢

١-٣ الأحمال الإضافية (الأحمال الحية) ١٢

١-٤ الأحمال الإضافية الديناميكية ١٧

الكود العربى السورى ١٩٩٢ م : ٢٨

٢-١ الأحمال الإضافية ٢٨

١-٣ تحليل الهياكل الإطارية الخاضعة للأحمال الرأسية ٣٧

الطريقة الأولى ٣٧

الطريقة الثانية ٤٣

الطريقة الثالثة ٤٦

الفصل الثانى - حركة الرياح وتأثيرها على المنشآت : ٥٣-٨٦

٢-١ معلومات عامة عن الرياح ٥٥

الموضوع	الصفحة

٢-٢ الكتل والجبهات الهوائية ٥٨

٢-٣ الرياح وخطوط تساوى الضغط ٦١

٢-٤ سلم بوفور لوصف الرياح ٦٢

٢-٥ أنظمة الرياح السائدة والأنظمة الخاصة ٦٥

الفصل الثالث - أحمال الرياح وتأثيرها على المنشآت : ٨٧-١٣٨

٣-١ أحمال الرياح فى الكود المصرى الجديد ١٩٨٩م ٨٩

٣-٢ أحمال الرياح فى الكود العربى السو رى الجديد ١٩٩٢م ٩٣

٣-٣ أحمال الرياح فى الكود العربى ١٠٤

٣-٤ أحمال الرياح فى الكود البريطانى ١٠٩

٣-٥ أحمال الرياح فى المواصفات الأمريكية ١١٩

الفصل الرابع - الزلازل وتأثيرها على المنشآت ١٣٩-١٥٦

٤-١ مقدمة ١٤١

٤-٢ العوامل المسببة للهزات الأرضية ١٤١

٤-٣ أنواع الأمواج الاهتزازية ١٤٤

الموضوع	الصفحة
٤-٤ الدمار الذى تسببه الزلازل	١٤٧
٤-٥ حجم الزلازل	١٥٠
٤-٦ قياس قيمة وشدة الزلازل	١٥٢
٤-٧ العوامل المؤثرة على القوة الناتجة من الزلازل	١٥٥
الفصل الخامس ـ أحمال الزلازل وتأثيرها على المنشآت :	**١٥٧-١٩٨**
٥-١ طريقة حساب قيمة القص الأفقية الناتجة من الزلازل حسب الكود المصرى الجديد ١٩٨٩	١٥٩
٥-٢ طريقة حساب قيمة القص الأفقية الناتجة من الزلازل حسب الكود العربى السورى الجديد ١٩٩٢	١٦٤
٥-٣ أحمال الزلازل حسب المواصفات الأمريكية	١٧٦
الفصل السادس ـ النظم الإنشائية للمبانى العالية :	**١٩٩-٢٢٢**
٦-١ الدراسات الأولية	٢٠١
٦-٢ تصنيف النظم الإنشائية	٢٠٦
٦-٣ النواة المركزية فى المبانى العالية	٢١٩
٦-٤ نقل الأحمال إلى الأساسات	٢٢١

الموضوع	الصفحة

الفصل السابع - التحليل الإنشائى لهياكل المبانى العالية بالطرق التقريبية ٢٢٣-٣٤٤

٧-١ مقدمة ٢٢٥

٧-٢ توزيع أحمال الرياح على عناصر الهيكل الإنشائى ٢٢٨

٧-٣ تحليل النظم الإطارية الخاضعة للأحمال الأفقية ٢٦٣

٧-٤ التحليل الإنشائى لجدران القص الخاضعة للأحمال الأفقية ٢٨٠

٧-٥ التحليل الإنشائى للنظم المشتركة ٣٣٧

الفصل الثامن - موجز طريقة توزيع العزوم لحساب الإطارات ٣٤٥-٣٨٢

٨-١ مقدمة ٣٤٧

٨-٢ معامل الصلابة ومعامل النقل ٣٤٧

٨-٣ معامل التوزيع ٣٥٠

٨-٤ اصطلاح الإشارة ٣٥٤

٨-٥ عزوم تثبيت النهاية ٣٥٥

٨-٦ عزم تثبيت النهاية الناتج عن الحركة النسبية العرضية للنهايتين ٣٥٥

الموضوع	الصفحة

الفصل التاسع ـ التحليل والتصميم الإنشائى باستخدام الحاسب الآلى ٣٨٣ـ٤٤٨

٩-١ مقدمة ٣٨٥

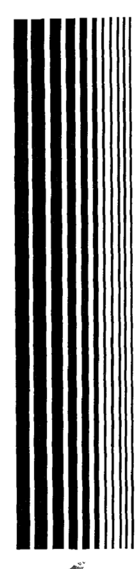
مثال تم حله باستخدام الحاسب الآلى ٣٨٦

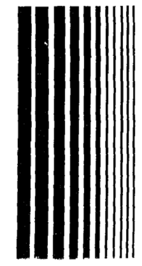
الملاحق ٤٤٩

المراجع ٤٦١

الفهرس ٤٦٥





المجموعة فى سطور


مجموعة هندسة المستقبل مجموعة من الخبراء المتخصصين فى المجالات الهندسية وخدمات الحاسب الآلى وكذلك مجال التدريب وتنمية المهارات الفنية والإدارية .

قسم الخدمات الهندسية :

هذا القسم يختص بعمل التصميمات والإشراف وإدارة المشروعات للمشاريع الهندسية ، وهو يضم نخبة من ذوى الخبرة فى جميع التخصصات المعمارية والإنشائية ، والكهربائية ، والميكانيكية ، والصناعية ، والديكور ، والتصميم الداخلى ، ولدينا الخبرة فى المشروعات المتعددة ، منها على سبيل المثال :

المشاريع السكنية : فلل وعمارات .

مشاريع تجارية : مراكز تجارية وأسواق وقاعات عرض .

مشاريع إدارية : أبراج إدارية ومكاتب .

مشاريع متخصصة : فنادق ، مصانع ، مستشفيات ، بنوك .

مشاريع ترفيهية : حدائق وملاهى .

مشاريع سياحية : قرى سياحية ، مطاعم .

خدمات عامة : مساجد ، محطات وقود .

بالإضافة إلى ما سبق يضم القسم مجموعة من مهندسى الديكور لتصميم الفراغات بكافة أنواع المشاريع - سالفة الذكر - بالإضافة إلى الكتيبات الفنية لمواصفات المشاريع ، والتى يقوم مهندسى القسم بوضعها طبقًا لأحدث المواصفات العالمية ، منها على سبيل المثال :

- ACI- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE



- UBC - UNIFORM BULDING CODE .
- UMC - UNIFORM MECHANICAL CODE .
- UPC - UNIFORM PLUMBING CODE .
- UFC - UNIFORM FIRE CODE .
- NEC - NATIONAL ELECTRIC CODE .
- NPC - NATIONAL PLUMBING CODE .
- AISC - AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUACTION.
- ASHRAE - AMERICAN SOCIETY FOR HEATING, REFRIGERATING AND AIR CONDITIONING ENGINEERS.
- ASME - AMERICAN SOCIETY OF MECHANICAL ENGINEERS.
- ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS.

كما أن المجموعة تستخدم أحدث إصدارات برامج الحاسب الآلى المتخصصة فى المجالات الهندسية ، منها على سبيل المثال :

- Auto CAD, for Drafting .
- STAAD - III / ISDS, for Structural analysis and Design.
- SAP 90, for Structural Analysis.
- PCA softwares, for Structural Analysis and Design.
- Priamavera, for Project management.
- G2, for Cost Estimate.



كما تقوم المجموعة بالإشراف على كافة أنواع المشاريع ووضع الجداول الزمنية لتنفيذ المشروعات ومتابعة التنفيذ طبقًا لهذه الجداول لتحقيق الكفاءة القصوى باستغلال الإمكانات المتاحة لتنفيذ هذه المشروعات فى زمن قياسى وبأقل تكلفة .

بالإضافة إلى مجموعة من المهندسين والفنيين المدربين على استخدام أحدث الأجهزة المساحية والقيام برفع الأراضى والمنشآت القائمة وعمل الميزانيات الطولية والشبكية وإعداد الخرائط الكونتورية .

قسم التدريب :

يقوم هذا القسم بالتعاون مع أساتذة ومدربين متخصصين على أعلى المستويات فى المجالات الفنية والإدارية وخدمات الحاسب الآلى ، ويوجد للمجموعة جدول معلن من بداية العام لتنظيم هذه الدورات ، ولديهم مراكز تدريب مجهزة على أعلى مستوى فى كل من : الهرم ، المعادى ، مدينة نصر .

كما أن المجموعة على استعداد تام لعمل الدورات الخاصة وتجهيز المادة العلمية التى قد تطلب منها .

كما أن المجموعة يمكنها تنظيم دورات خارج الجمهورية إذا طلب منها ذلك (**لمزيد من المعلومات اطلب جدول الدورات الخاص بالمجموعة**) .

قسم دراسات الجدوى :

يقوم القسم بإعداد دراسات الجدوى اقتصاديًا للمشروعات الاستثمارية (صناعية - تجارية - سياحية - زراعية) ، وذلك باستخدام أحدث نظم الحاسب الآلى المطبقة فى هذا المجال والتى أعدت خصيصًا من قبل المجموعة .

قسم خدمات الحاسب الآلى :

وهو قسم متخصص فى تصميم وإعداد وتطوير النظم والبرامج فى المجالات الهندسية والإدارية وذلك من خلال نخبة من المتخصصين فى هذا المجال ، كما يوجد أيضًا مهندسين متخصصين فى الصيانة لمساندة هذا القسم ليكونوا بذلك فريق عمل متكامل فى جميع مجالات الحاسب الآلى .

كما أن المجموعة لديها خبرات فى عملية المسح الضوئى على أحدث مستوى من التقنية المتخصصة فى مسح اللوحات الهندسية ، والتى سبق أن رسمت باليد لاستقبالها على الكمبيوتر وحفظها فى صورة ملفات على أقراص ممغنطة ، والتى من خلالها يستطيع المستخدم أن يسترجعها للتعديل أو إعادة طباعتها بسهولة ويسر . وما ينطبق على اللوحات الهندسية حتى مقاس **A 0** يمكن تطبيقه على الملفات ؛ حيث تمكن عملية المسح الضوئى من تخزين الملفات والمراسلات الخاصة بالشركات فى صورة ملفات على الكمبيوتر .

قسم البحوث والتطوير :

يقوم القسم بالدراسة والبحث فى جميع مجالات الهندسة والحاسب الآلى ، وذلك من خلال تتبع آخر ما توصلت إليه أحدث أساليب التقنية العالمية وتطبيقها لما يناسب ظروف المنطقة ، ويقوم بإعداد الكتب المتخصصة فى هذه المجالات والقيام بنشرها حرصًا على استفادة المجتمع من هذا المجهود .

ومن هذه الكتب :

- تصميم المنشآت العالية لمقاومة الرياح والزلازل .
- تخطيط وإدارة المشروعات .
- مفكرة المهندس المدنى (جزئين) .



- استخدام الحاسب الآلى فى تصميم المنشآت الخرسانية والحديدية (ثلاثة أجزاء) .
- استخدام الحاسب الآلى فى إدارة المشروعات (جزئين) .
- استخدام الحاسب الآلى فى تقدير التكاليف .

إلى جانب العديد من الموضوعات فى الطريق ، وتتميز جميع هذه المراجع بأنها معدة باللغة العربية ؛ حرصًا على أكبر استفادة ممكنة .

قسم خدمات المعلومات :

يقوم هذا القسم بتقديم المشورة عن أحدث الطبعات من الكتب والمواصفات فى المجالات الهندسية المختلفة ، وهو يصدر نشرة شهرية تقدم الجديد فى مجال الأجهزة والنظم الهندسية وإدارة المشروعات وتقدير التكاليف .

وهو على استعداد للرد على استفسارات المشتركين خلال أسبوع من وصول الاستفسار .

قسم المساندة الفنية :

وهو يضم مجموعة كبيرة من العاملين فى مجال استخدام الحاسب الآلى فى الطباعة وإعداد الرسائل العلمية والمذكرات والكتب ، وهو يقدم هذه الخدمة للمجموعة أو لغير المجموعة . كما يقوم هذا القسم بالتنسيق مع أكبر المطابع ودور النشر والتوزيع لطباعة وتوزيع ونشر الكتب .

قسم الترجمة :

وهو يضم مجموعة كبيرة من خبراء الترجمة العاملين فى كافة المجالات الهندسية والإدارية وخدمات الحاسب الآلى .

رقم الإيداع ٨٥٤٨/ ٩٤

مطابع الوليد

ت: ٢٨٣٧١٨٦/ ٢٨٣٦٨٤١/ ٢٨٤١٩٤٦ ـ فاكس ٢٨٣١٦٣٨

توزيع

دار النشر للجامعات المصرية
مكتبة الوفاء
٤١ شارع شريف - القاهرة - ص.ب: ١٣٤٧ القاهرة ١١٥١١
تليفون: ٣٩٣٤٦٠٦ - ٣٩٣١٢٣٤ - فاكس: ٣٩٢١٩٩٧

تصميم وإخراج / مصطفى خيري

الكتاب فى سطور

فى الذكرى الثانية لزلزال أكتوبر ١٩٩٢ الذى ألمّ بمصرنا العربية .. قررنا الاستجابة لنداء زملائنا المهندسين بالمشاركة فى سد النقص الموجود فى المكتبة العربية فى المجالات الهندسية عامة ليكون كتابنا الأول هو :

تصميم المنشآت العالية
لمقاومة الرياح والزلازل

والذى يتطرق إلى المواصفات التى تعرضت لأحمال المبانى العالية سواء الرأسية أو الأفقية الناتجة عن الزلازل والرياح .

آملين من المولى عز وجل أن يوفقنا لما فيه خير أمتنا .

مجموعة هندسة المستقبل

